

**Universidad Nacional de Ingeniería**

**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**

---

**TESIS DE GRADO**

**INFLUENCIA DEL SUELO EN EL  
COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS  
ESTRUCTURAS**

**Promoción 1971**

***Alberto Merino Caballero***

**LIMA - PERU**

***1972***

*A Luisa y Alberto, mis padres, por invaluable  
estímulo*

*A Ruth Marina, mi novia, por su constante ayuda*

## A G R A D E C I M I E N T O

Al Ingeniero Julio Kuroiwa H., mi maestro, el más profundo agradecimiento por su constante asesoría, por sus valiosas sugerencias y por la Bibliografía facilitada en el desarrollo del presente trabajo.

# I N D I C E

RESUMEN

PAG. N°

## CAPITULO I : Movimientos vibratorios y ondas sísmicas

I.1 Vibración de sistemas elementales .....	1
I.2 Vibraciones de sistemas de un grado de libertad .	4
I.3 Sistemas no rígidos de partículas .....	6
I.4 Ondas en un medio elástico, homogéneo, infinito e isotrópico .....	9
I.5 Ondas en un espacio elástico semiinfinito .....	14
I.6 Las ondas elásticas en sistemas estratificados ..	20
I.7 Uso de las ondas sísmicas .....	25
I.8 Influencia del agua de los suelos en la propaga - ción de las ondas .....	33

## CAPITULO II : Comportamiento sísmico de los suelos

II.1 Clases de suelos .....	35
II.2 Algunas propiedades de los suelos .....	37
II.3 El agua y los suelos .....	41
II.4 El sismo perturbando el suelo .....	43
II.5 Investigación de las características del suelo .	47
II.6 Los suelos y su aumento de la intensidad sísmica	49
II.7 Interacción suelo estructura .....	55
II.8 El período predominante del terreno y las micro- trepidaciones .....	60

II.9 El suelo ante cargas repetidas : la licuación de la arena .....	65
II.10 Experiencias de los efectos de los sismos ..	71
CAPITULO III : Métodos para determinar la ampli- ficación del suelo.	
III.1 Métodos empleados para determinar la ampli- ficación del suelo a las ondas sísmicas ....	75
III.2 Determinación de la velocidad de las ondas de corte mediante la prueba de penetración estándar .....	75
III.3 El sismo artificial más simple : el ruido blanco. ....	77
III.4 Formas empíricas para las respuestas espec- trales .....	77
III.5 Limitaciones de la teoría de la elasticidad lineal al aplicarla a la dinámica de los sue- los .....	79
III.6 Método de las masas discretas .....	82
III.7 Método de la solución continua .....	85
III.8 Comparación de los diferentes métodos .....	92
CAPITULO IV : Estudios realizados sobre el compor- tamiento sísmico de los suelos.	
IV.1 Estudio de la microzonificación sísmica del Puerto de Chimbote .....	94

IV.2	<i>Efecto de las condiciones del suelo en el daño producido a las estructuras en el sismo de Caracas de Julio de 1,967 .....</i>	100
CAPITULO V	<i>: Conclusiones y Recomendaciones</i>	113
APENDICE A	<i>: Diagrama de flujo del programa ba- sado en la Teoría de Reflexión <u>múl</u> tiple Curvas de amplificación pa- ra Chimbote .....</i>	119
BIBLIOGRAFIA	.....	129
INDICE	.....	I

## R E S U M E N

El presente ha tenido como objetivo principal el que el autor se informe, en la medida que la disponibilidad bibliográfica se lo permita, de la relación que existe entre el suelo y los movimientos sísmicos. Se ha procurado dar una hilación coherente a la información obtenida, teniéndose así, en el primer Capítulo, primero lo referente a los movimientos sísmicos y a sus correspondientes ondas, sus propiedades, clases, comportamiento y aplicaciones. Luego se ha analizado el comportamiento sísmico de los suelos considerando la influencia de diversos factores, tales como la composición de ellos, el grado de saturación, su período predominante, la clase de estructura sobre ellos cimentados, las cargas repetitivas, la licuación de la arena, y las observaciones realizadas en nuestro país y el resto del mundo referente a dicho tópico.

El Capítulo III versa sobre los dos métodos existentes para determinar la amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesar los suelos: el de las masas discretas y el del medio continuo. Se menciona la comparación que se hace entre ambos métodos de análisis. El capítulo siguiente describe y expone las conclusiones obtenidas de dos estudios realizados sobre la materia, tales fueron el de la Misión Japonesa en la ciudad de Chimbote a raíz del sismo de 1,970, y el del Consultor R. Whitman en la ciudad de Caracas en el sismo de 1,967.

Termina este trabajo con las conclusiones obtenidas por el autor a lo largo del estudio realizado sobre la materia, dándose algunas recomendaciones sobre estudios futuros que deberían realizarse en el Perú, dada la marcada influencia que tiene el suelo en la distribución de los daños producidos por un terremoto.

El Apéndice A contiene el diagrama del flujo, hecho por el autor, del programa propiedad de la Misión Japonesa así como las curvas de amplificación obtenidas al correr dicho programa, usando como datos los correspondientes a la ciudad de Chimbote.

## I. MOVIMIENTOS VIBRATORIOS Y ONDAS SISMICAS

**1.1 VIBRACION DE SISTEMAS ELEMENTALES.** - Los sistemas vibratorios encontrados en la práctica generalmente se analizan, satisfactoriamente, con modelos idealizados creados específicamente para el caso estudiado. Tales análisis se encuentran muy influenciados por las características del sistema que se está estudiando, por ejemplo el estado de los cuerpos (sólidos, líquidos o gases). El análisis siempre estará basado en las ecuaciones de movimiento, pero se desenvuelve de maneras distintas a fin de aprovechar las características particulares de un sistema dado.

Describiremos a continuación algunos conceptos elementales concernientes a los movimientos vibratorios.

Movimiento ARMONICO o sinusoidal es la forma más simple de movimiento vibratorio y puede describirse matemáticamente mediante la expresión :

$$z = A \text{ sen}(wt - \varphi) \quad (1-1)$$

que se presenta en la figura 1.  $A$  representa el desplazamiento, desde la posición de reposo, máximo que ocurre; es llamada amplitud simple, siendo la magnitud  $2A$  llamada amplitud doble; cabe mencionar que ésta última es la que se acostumbra registrar en los instrumentos usados para medir los movimientos;  $w$  es la frecuencia circular, i. e. los radianes por unidad de tiempo. Para expresarla en la frecuencia usual, ciclos por unidad de tiempo, bastará divi-

darla entre  $2\pi$  , **teniéndose así :**

$$f = \omega / 2\pi$$

(I-2) \*\*

El tiempo requerido para completar un ciclo, i.e. la inversa de la frecuencia, se llama el período (obviamente se medirá en segundos/ciclo) y se acostumbra representar con la letra T. Puede notarse que para describir un movimiento armónico se requerirá sólo de dos cantidades, a saber, amplitud y frecuencia (o período). Sin embargo notamos en (I-1) que a veces puede requerirse una tercera, llamada el ángulo de fase  $\psi$  .

Esta cantidad se requiere cuando se tienen dos movimientos armónicos de la misma frecuencia, pero cuyos picos no ocurren simultáneamente. Esto puede ocurrir en un mismo sistema en que los picos no suceden simultáneamente para dos puntos distintos.

El movimiento armónico, en la práctica, sólo se encuentra bajo condiciones especiales como son las de un Laboratorio. Otro tipo de movimiento vibratorio es el PERIODICO, siendo aquel en que la relación tiempo-desplazamiento se va repitiendo, (ver figura 2).

Un movimiento completamente alejado de un patrón repetitivo es el ALEATORIO (veremos más adelante al hablar del Ruido Blanco como se puede 'hacer' un movimiento de ese tipo); el movimiento TRANSITORIO aparece cuando a un sistema amortiguado (disipador de energía) se le somete a una perturbación del tipo impulsiva (durante un pequeño lapso).

---

\*\* La unidad de ciclos/seg. se acostumbra llamar Hertz.

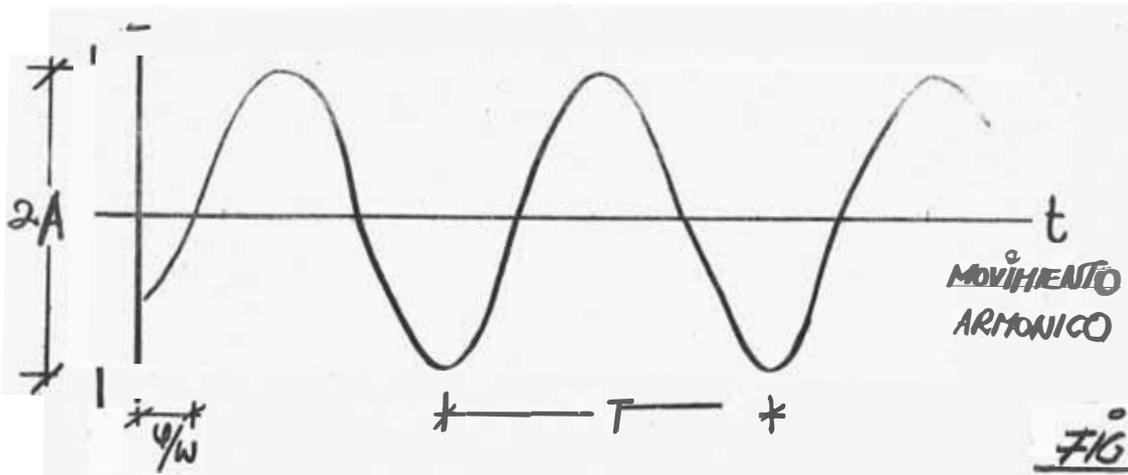


FIG 1



FIG 2

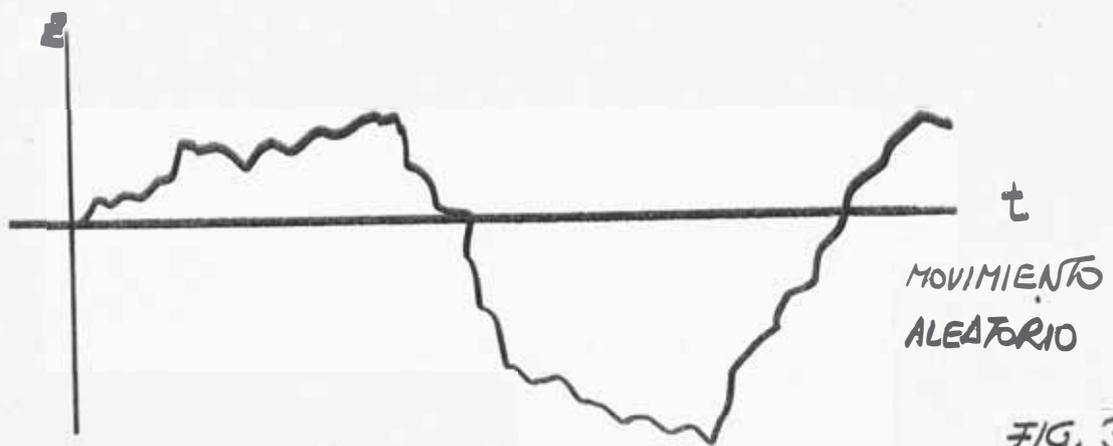


FIG. 3



FIG. 4

La velocidad, aceleración y el jerk se pueden encontrar a raíz de la ecuación que describe el movimiento por simple derivación. Por ejemplo para un movimiento armónico tendremos :

$$\begin{aligned} \text{Velocidad} &= dz/dt = \dot{z} = \omega A \cos(\omega t - \phi) \\ \text{aceleración} &= d\dot{z}/dt = \ddot{z} = -\omega^2 A \sin(\omega t - \phi) \\ \text{jerk} &= d\ddot{z}/dt = \dddot{z} = -\omega^3 A \cos(\omega t - \phi) \end{aligned} \quad (1-3)$$

(cabe mencionar que hay nomogramas que relacionan la frecuencia con el desplazamiento, amplitud de velocidad y amplitud de aceleración)<sup>(1)\*</sup>.

1.2 VIBRACIONES DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.- Estos sistemas son aquellos en que la posición de todas las partículas pueden especificarse con sólo una coordenada, en cualquier instante de tiempo. Pueden ser vibraciones libres no amortiguadas como las de una masa unida a un resorte, encontrándose que el período es :

$$f = \frac{\sqrt{k/m}}{2} \quad \text{ciclos/seg.} \quad (1-4)$$

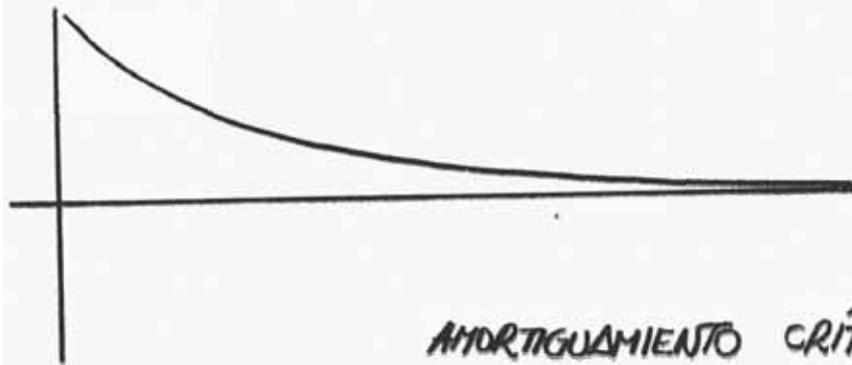
donde  $k$  es la rigidez del resorte y  $m$  la masa suspendida.

Cuando a este sistema se le considera amortiguamiento, caso más frecuente en la práctica, se tienen tres tipos de oscilaciones, dependiendo del valor dado al coeficiente de amortiguamiento crítico, un sobreamortiguamiento y un subamortiguamiento (figura 5).

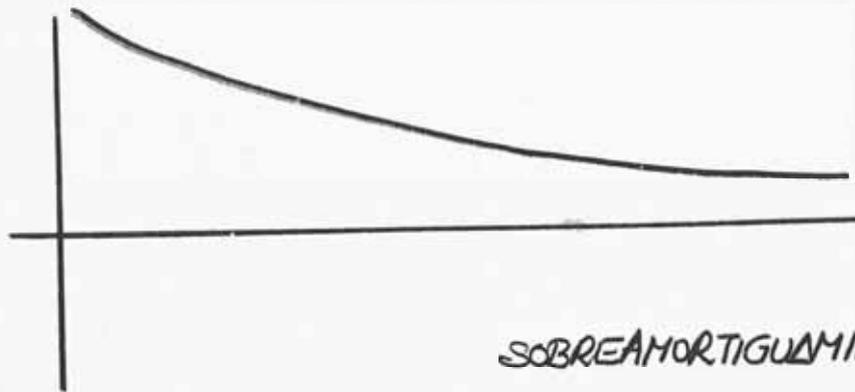
\* Los números entre paréntesis indican Bibliografía. Sírvase ver al final de este trabajo.



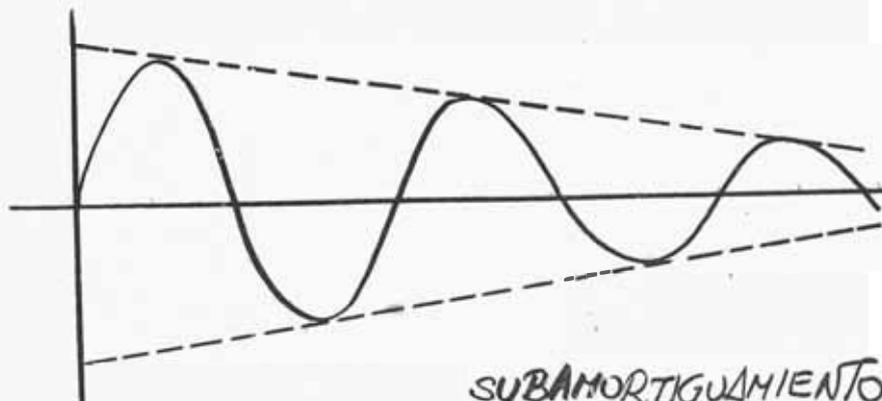
FIG. 4



AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO



SOBREAMORTIGUAMIENTO



SUBAMORTIGUAMIENTO

FIGS. 5

Si se introduce al sistema un agente excitador las vibraciones son llamadas forzadas. Resolviendo la ecuación diferencial del movimiento se llega a una ecuación que representa la superposición de dos movimientos, uno de tipo transitorio y otro permanente (función de la fuerza excitadora y de los parámetros del sistema). Se obtiene como conclusión del análisis de este sistema que cuando la frecuencia del agente excitador es muy cercano o igual a la natural del sistema se producen amplificaciones (desplazamientos del sistema respecto a los que produciría estáticamente la fuerza excitadora) muy grandes, cuya magnitud es inversamente proporcional al amortiguamiento existente.

1.3 SISTEMAS NO RIGIDOS DE PARTICULAS : Ondas longitudinales en una barra elástica. En las secciones anteriores hemos visto someramente algunos casos de vibraciones de sistemas, así como ciertos conceptos generales. Con el propósito de aclarar en algo la propagación /de ondas en medios homogéneos empezaremos describiendo la propagación en medios elásticos finitos. Este tipo de sistema no rígido se caracteriza porque pueden ocurrir pequeños movimientos de las partículas entre ellas, además del posible movimiento total del cuerpo. En una barra elástica pueden ocurrir tres tipos de movimientos ondulatorios : longitudinales, torsionales y flectores. Consideraremos la vibración libre de una barra de sección  $A$ , módulo de Young  $E$  y peso específico unitario  $\gamma$ . Se supone que las cargas están aplicadas de tal manera que se producen esfuerzos longitudinales (no hay traslación de la barra) solamente; se asume también que las secciones transversales permanecen planas y que el esfuerzo es uniforme sobre

toda el área (las fuerzas de inercia causadas por los movimientos laterales de las partículas son despreciadas). El esfuerzo en un plano situado a  $x$  de un punto de referencia es  $\sigma_x$ , y el esfuerzo en un plano a la distancia  $x + dx$  es :

$$\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx$$

Llamando  $u$  al desplazamiento del elemento en la dirección  $x$  y aplicando la segunda Ley de Newton se obtiene :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \gamma \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1-5)$$

Como se tiene que  $\sigma_x = E \frac{\partial u}{\partial x}$ , y usando densidad en vez de peso específico se obtiene :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (1-6)$$

que es la forma de la ecuación de onda donde el cociente  $E/\rho$  representa la velocidad  $v_c^2$  llamada de fase o de propagación de ondas longitudinales en una barra. Se demuestra<sup>(2)</sup> que la expresión :

$$u = f(v_c t + x) + h(v_c t - x) \quad (1-7)$$

es solución de la ecuación (1-6), siendo  $f$  y  $h$  funciones arbitrarias. La interpretación física de (1-7) es que el primer término del segundo miembro representa una onda viajando en el sentido ne-

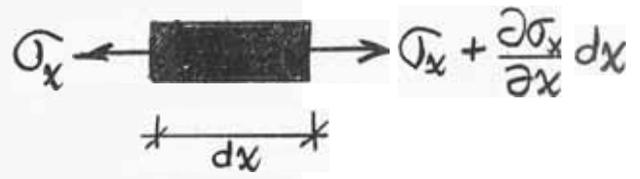
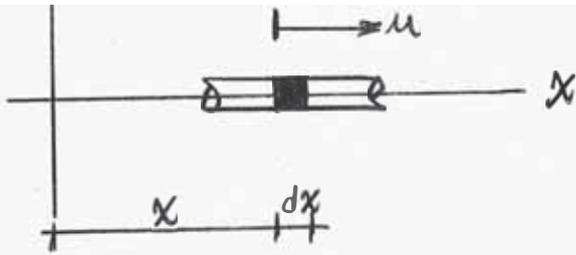
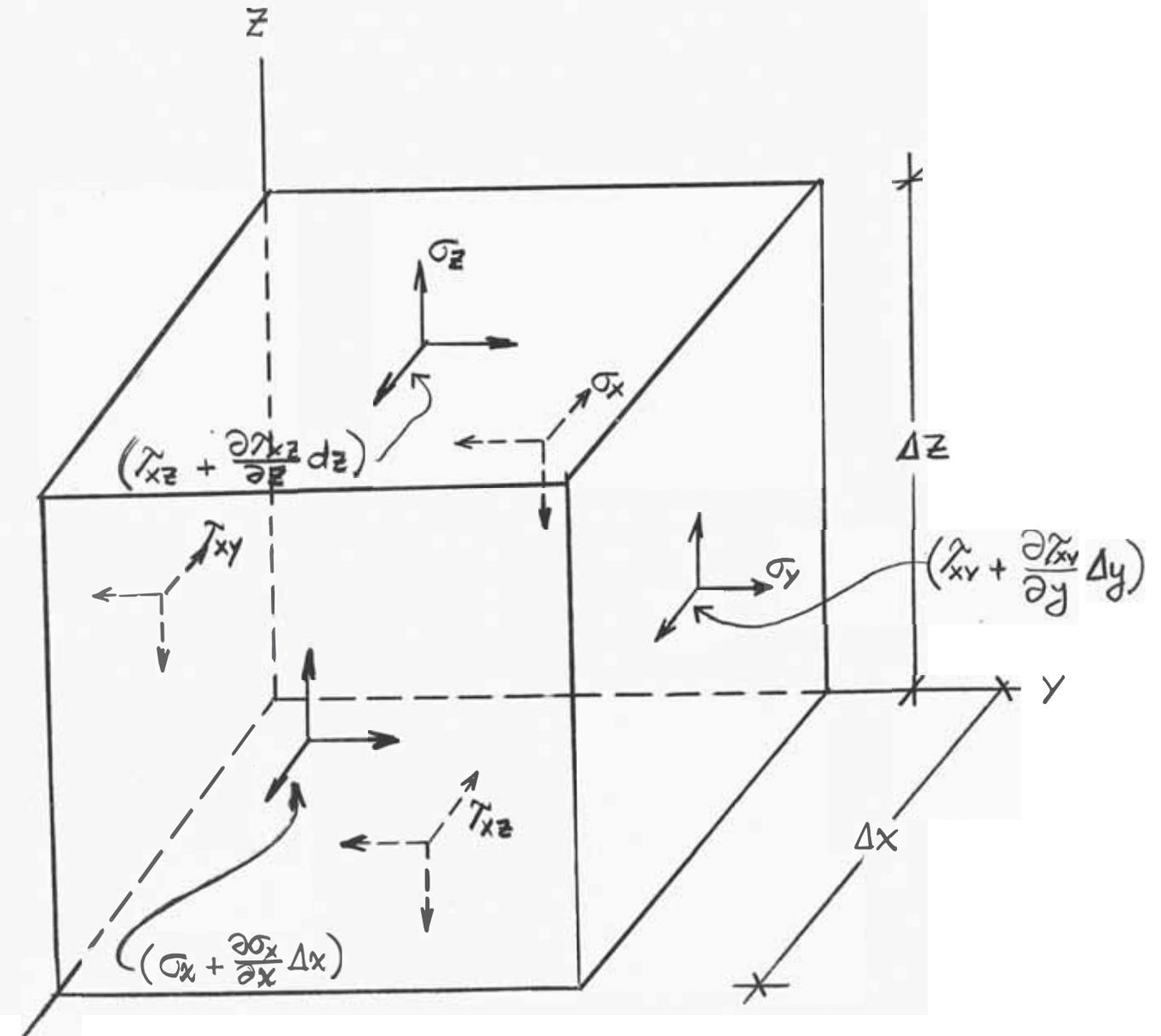


FIG. 6



$\Delta y$  ————— \*

FIG. 7

gativo del eje  $x$ , mientras que el segundo término una onda viajando en el sentido positivo, ambas con velocidad  $v_c$ . En otras palabras al aplicar a la sección en  $x$  un desplazamiento  $u$ , la sección en  $x + dx$  experimentará una compresión mientras que la sección en  $x$  sufrirá un esfuerzo de tracción. Al principio sólo las zonas vecinas a la sección en  $x$  sentirán el esfuerzo, pero conforme pasa el tiempo ambos esfuerzos (tracción y compresión) afectarán otras secciones, es decir viajarán, el primero en la dirección  $x$ -negativa y la segunda en la dirección  $x$ -positiva.

Es conveniente hacer notar que la velocidad de la onda depende solamente de las propiedades del material.

Usando los conceptos vistos líneas arriba y el equipo electrónico apropiado puede determinarse el tiempo de viaje de ondas elásticas en una barra y de ésta manera calcularse el módulo elástico del material de que está hecha la barra.

1.4 ONDAS EN UN MEDIO ELASTICO, INFINITO E ISOTROPICO.- Considere - mos el equilibrio de un pequeño elemento paralelepédico de dimensio nes  $dx$ ,  $dy$  y  $dz$ . (Las flechas con líneas interrumpidas indican es fuerzos actuando en caras ocultas del dibujo). La ecuación de equi- librio para la dirección  $x$  se puede expresar efectuando sumatoria de fuerzas :

$$\begin{aligned} (\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \Delta x) \Delta y \Delta z - \sigma_x \Delta y \Delta z + (\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \Delta y) \Delta x \Delta z - \tau_{xy} \Delta x \Delta z + \\ + (\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \Delta z) \Delta y \Delta x - \tau_{xz} \Delta x \Delta y = 0 \end{aligned} \quad (1-8)$$

(ecuaciones similares pueden plantearse para las direcciones  $y$  y  $z$ ). Despreciando fuerzas corporales y aplicando la segunda Ley de Newton,

para la dirección  $x$ , se obtiene :

$$\left( \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = \rho (\Delta x \Delta y \Delta z) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1-9)$$

Así entonces las tres ecuaciones de movimiento en función de los esfuerzos pueden ser escritas :

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \end{aligned} \quad (1-10)$$

donde  $v$  y  $w$  representan los desplazamientos en las direcciones  $y$  y  $z$ , respectivamente. Para expresar los segundos miembros de (1-10) en función de los desplazamientos se usarán las siguientes relaciones válidas para un medio elástico :

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \lambda \bar{\epsilon} + 2G \epsilon_x & \tau_{xy} &= \tau_{yx} = G \gamma_{xy} \\ \sigma_y &= \lambda \bar{\epsilon} + 2G \epsilon_y & \tau_{yz} &= \tau_{zy} = G \gamma_{yz} \\ \sigma_z &= \lambda \bar{\epsilon} + 2G \epsilon_z & \tau_{zx} &= \tau_{xz} = G \gamma_{zx} \end{aligned} \quad (1-11)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

donde  $\nu$  es el módulo de Poisson,  $\lambda$  y  $G$  son las constantes de Lamé (a la última se le conoce también como módulo de corte o de rigidez) y  $\bar{\epsilon}$  es la dilatación cúbica, definida como  $\bar{\epsilon} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$ . Se necesitan las siguientes relaciones entre deformaciones y desplazamientos :

$$\begin{aligned}
 \epsilon_x &= \partial v / \partial x & \gamma_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} & 2\bar{\omega}_x &= \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \\
 \epsilon_y &= \partial v / \partial y & \gamma_{yz} &= \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} & 2\bar{\omega}_y &= \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial w}{\partial x} \\
 \epsilon_z &= \partial w / \partial z & \gamma_{zx} &= \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial z} & 2\bar{\omega}_z &= \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial u}{\partial y}
 \end{aligned}
 \tag{I-12}$$

donde  $\bar{\omega}_i$  es la rotación alrededor del eje  $i$ . Combinando apropiadamente las expresiones (I-11), (I-12) con las (I-10) se obtiene :

$$\begin{aligned}
 \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u \\
 \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v \\
 \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 w
 \end{aligned}
 \tag{I-13}$$

Estas son las ecuaciones del movimiento en un medio elástico, infinito, homogéneo e isotrópico. Derivando las tres expresiones (I-13) con respecto a  $x$ ,  $y$  y  $z$ , respectivamente y sumándolas se obtiene la ecuación :

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \nabla^2 \bar{\epsilon}
 \tag{I-14}$$

que es la ecuación de onda donde la velocidad viene dada por  $\sqrt{\lambda + 2G / \rho}$ . Esta onda es llamada de dilatación cúbica e indica que la dilatación  $\bar{\epsilon}$  se propaga con una velocidad  $v_p$  dada por el valor anterior.

Existe otra solución para las ecuaciones (I-13) que se puede obtener derivando la segunda de ellas respecto a  $z$  y la tercera respecto a  $y$ . Luego se elimina  $\bar{E}$  mediante resta entre ellas dos y se emplea la definición de  $\bar{\omega}_x$ , obteniéndose :

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\omega}_x}{\partial t^2} = G \nabla^2 \bar{\omega}_x \quad (I-15)$$

que es nuevamente la ecuación de onda. Procedimientos similares se pueden aplicar a las ecuaciones (I-13) para obtener expresiones análogas a la (I-15) pero con  $\bar{\omega}_y$  y  $\bar{\omega}_z$  en lugar de  $\bar{\omega}_x$ . Esto indica que la rotación se propaga con una velocidad  $\sqrt{G/\rho}$ , llamándose a ésta onda de rotación pura o equivoluminal.

De lo expuesto líneas arriba puede verse que en un medio infinito y elástico se encuentran dos clases de ondas. Estas son representativas de diferentes clases de movimientos corporales (una es dilatación cúbica mientras que la otra es rotación) y viajan a diferentes velocidades. A aquellas se les conoce con varios nombres :

- a) Onda dilatacional, primaria, P, compresiva ó irrotacional;
- b) Onda distorsional, secundaria, S, de corte ó equivoluminal.

Al momento de ocurrir un sismo ("un terremoto tectónico se produce en algún lugar cuando las tensiones en tal punto, interior a la superficie terrestre, se han acumulado en forma tal que exceden la capacidad resistente del material conduciendo rápidamente a la ruptura"<sup>(3)</sup>); "debido a los fenómenos que ocurren en el interior de la Tierra, en la corteza y en la parte superior del

manto, se producen lentas y continuas distorsiones verticales y horizontales, acumulándose así energía de deformación; estas distorsiones, provocan esfuerzos, que también se van incrementando y cuando superan a la resistencia de los mantos rocosos, éstos fallan liberándose súbitamente la energía acumulada; dando origen al sismo<sup>(4)</sup>) la mencionada ruptura de la roca (que, para el Círculo Circumpacífico, ocurre a tres profundidades típicas: superficiales en el mar, entre 0 y 60 Kms. y profundos a mayor distancia, hasta 700 kms; así los sismos se presentan en un plano inclinado que parte superficialmente en el Pacífico y se profundiza tierra adentro, con algunas excepciones) produce compresiones y rareficciones (ondas del primer tipo que, en adelante, llamaremos P) así como tensiones de corte (ondas S). Esa energía liberada se transmite tridimensionalmente, desde el origen o hipocentro, en sólidos, líquidos y gases en lo que respecta a las compresiones y rareficciones, y solamente en sólidos las tensiones de corte.

De las expresiones de las velocidades es evidente que las P son más rápidas que las S, siendo ambos valores dependientes de las propiedades del suelo (elasticidad y densidad). El orden de tales velocidades, para una relación de Poisson de 1/4, es de 7 a 8 kms/seg. para las P y de 4.5 a 5 kms/seg. para las S (valores para la roca).

Es conveniente notar que los desplazamientos tectónicos a que hemos hecho referencia provocados por la ruptura de la roca ocasionan, además de las ondas mencionadas, otros tipos que trataremos más adelante.

Como datos de sismos ocurridos en el mundo se puede mencionar la famosa falla de San Andrés (California, Estados Unidos) que tuvo un desplazamiento relativo de 15 cms. en roca, llegando a ser 6.30 m. en la superficie (material blando).

En Tokio (Japón) se han llegado a tener aceleraciones, provocadas por el sismo de 1923, de  $1/4$  del valor de la aceleración de la gravedad. (Sin embargo en el sismo de Febrero de 1971 de San Fernando, E.E.U.U., en la represa de Paicoma se llegó a tener aceleraciones del valor de la gravedad).

1.5 ONDAS EN UN ESPACIO ELASTICO SEMI-INFINITO.- Se ha visto en la sección anterior que en un espacio infinito se pueden generar dos clases de ondas (P y S), mientras que cuando el espacio se hace semi-infinito se puede encontrar<sup>(1)</sup> una tercera solución que corresponde a una onda confinada a la zona cercana a la superficie del medio semi-infinito. Este tipo de onda es llamada Rayleigh o simplemente R, decreciendo su influencia rápidamente con la profundidad. Se obtiene que el cociente entre la velocidad de la onda R y la S es independiente de la frecuencia de la onda, habiéndose obtenido curvas de relación (ver figura 8) entre las velocidades de las ondas P y R respecto a la de la onda S, en función de la relación de Poisson. En la misma referencia anterior se encuentra la forma de variación espacial de los desplazamientos según las direcciones x y z (considerando que la superficie de límite del medio semi-infinito es el plano XY, encontrándose el eje Z hacia el medio en mención). Se ha graficado la amplitud en la profundidad  $z$ /amplitud en la superficie vrs. profundidad adimensional (expresado

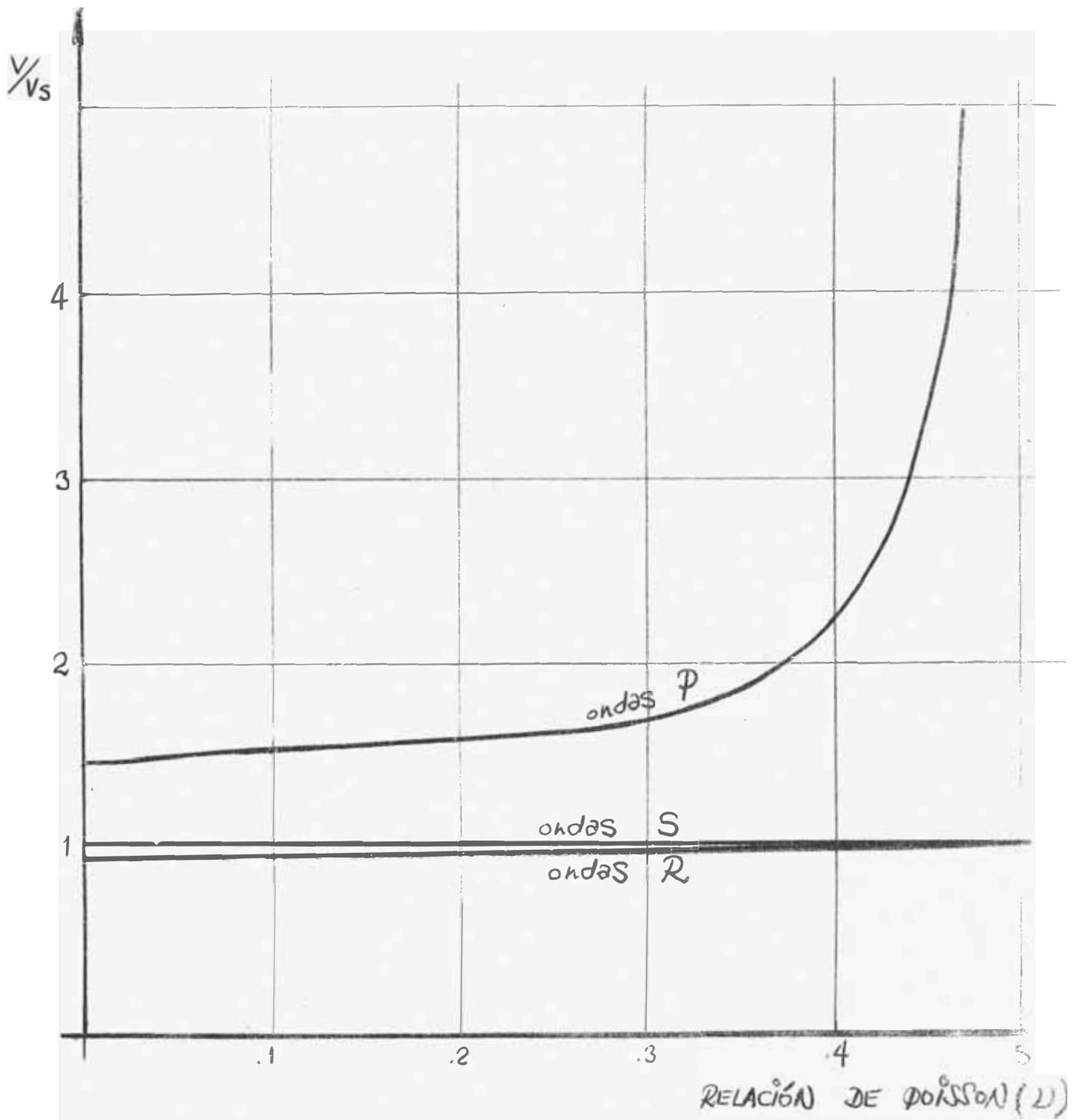


FIG. 8

la como múltiple de la longitud de onda  $R$ ) para los desplazamientos según los ejes  $X$  y  $Z$ , que vendrían a ser, respectivamente, las componentes horizontal y vertical. Estas curvas aparecen para cuatro valores del módulo de Poisson ( $1/4$ ,  $1/3$ ,  $2/5$  y  $1/2$ ) en la figura N° 9.

Las expresiones de las que se han obtenido las curvas de la figura N° 9 son las siguientes :

$$U(z) = -e^{-q/N(zN)} + \frac{2qs/N^2}{s^2/N^2 + 1} e^{-s/N(zN)} \quad (I-16)$$

$$W(z) = \frac{2q/N}{s^2/N^2 + 1} e^{-s/N(zN)} - \frac{q}{N} e^{-q/N(zN)}$$

donde  $q^2 = N^2 - \omega^2/v_p^2$ ,  $s^2 = N^2 - \omega^2/v_s^2$ ,  $N = 2\pi/L$ ,  $L =$  longitud de onda,  $N = \omega/v_R$ ,  $L_R = 2\pi v_R/\omega$  (las expresiones anteriores representan las partes dependientes de la profundidad en las expresiones de  $u$ , desplazamiento en la dirección  $x$ , y  $w$ , desplazamiento en la dirección  $Z$ ).

Usando las curvas de la figura 8 ó bien las expresiones deducidas para las velocidades de las ondas  $P$ ,  $S$  y  $R$  se puede pronosticar el orden en que arribarán éstas a un lugar determinado, debido a alguna perturbación producida en algún otro sitio. Si se considera un medio ideal, como el que se ha venido analizando en las secciones anteriores, y se asume que la fuente de la perturbación es puntual entonces ésta se extiende (hacia afuera) en forma de un sistema ondulatorio anular simétrico. Para impulsos de corta duración (pulsos), ya que la forma inicial de la onda mencionada depende de la perturbación, se ha encontrado (Lamb, 1904) que el

AMPLITUD A LA PROF. Z  
AMPLITUD EN LA SUPERF.

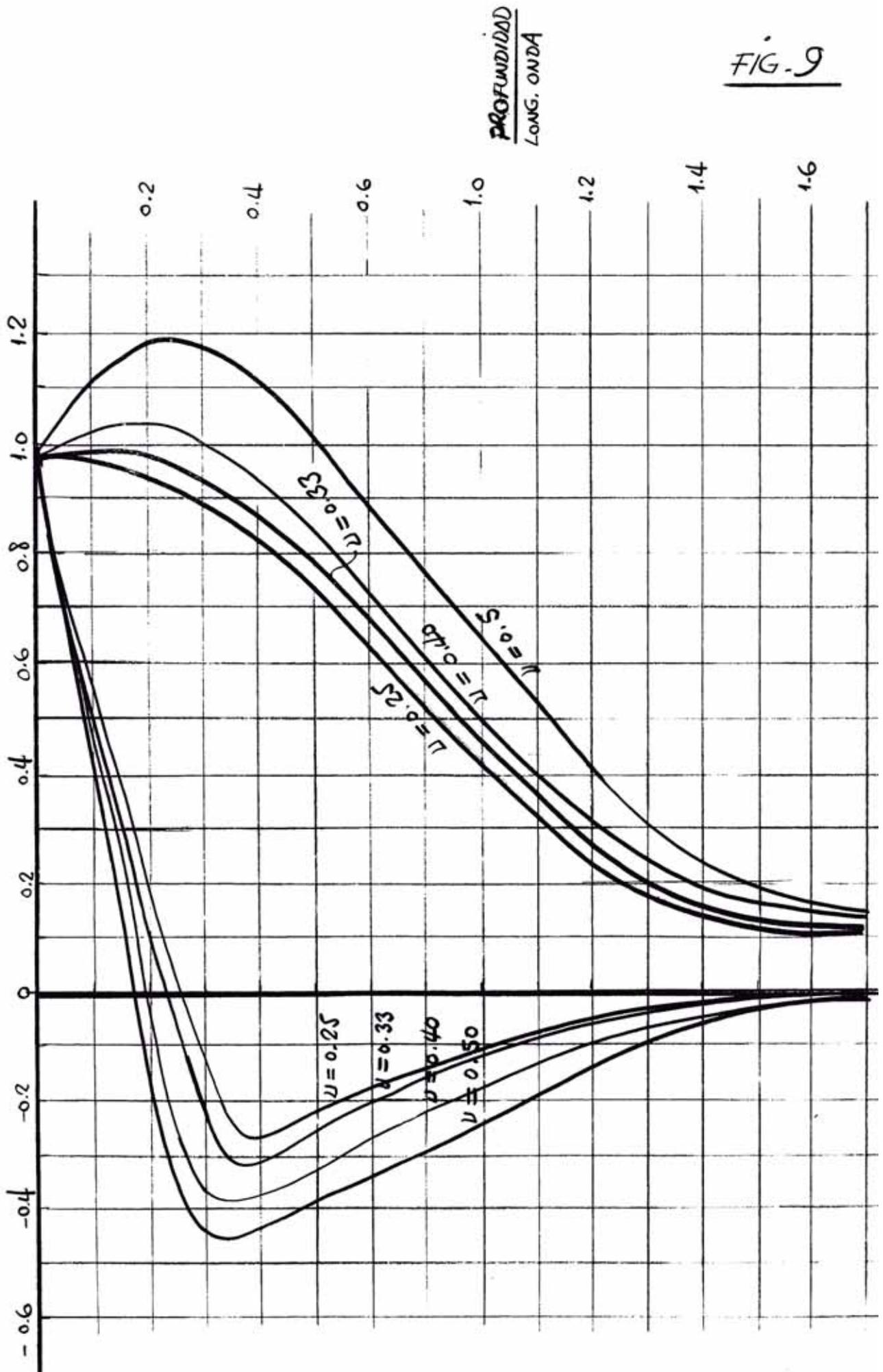


FIG. 9

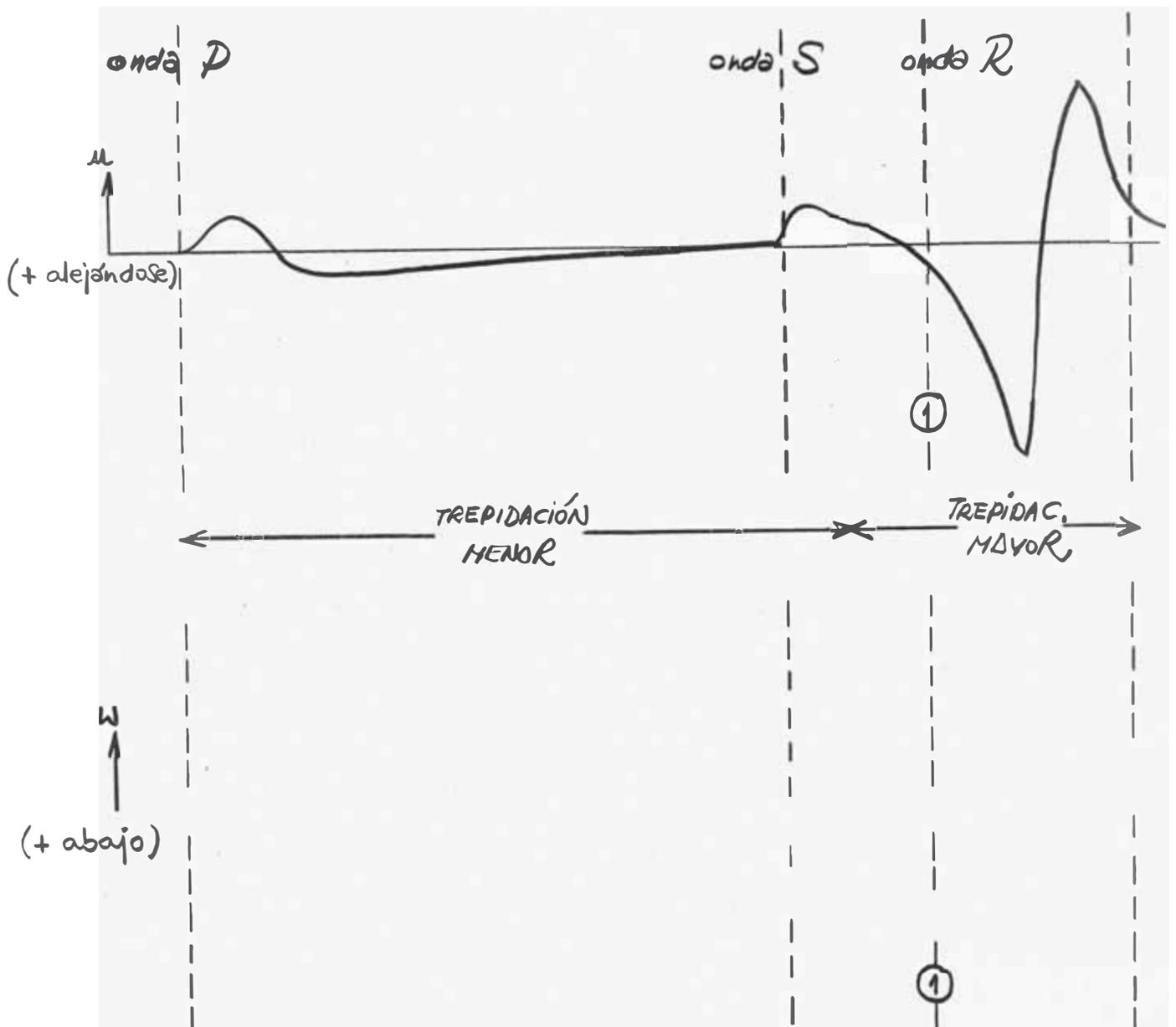


FIG. 10

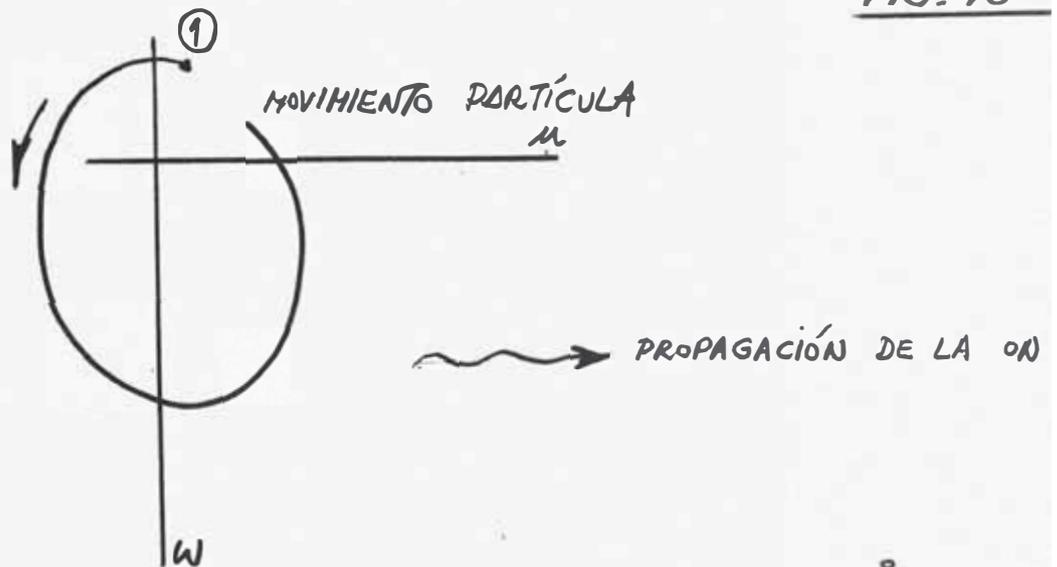


FIG. 11

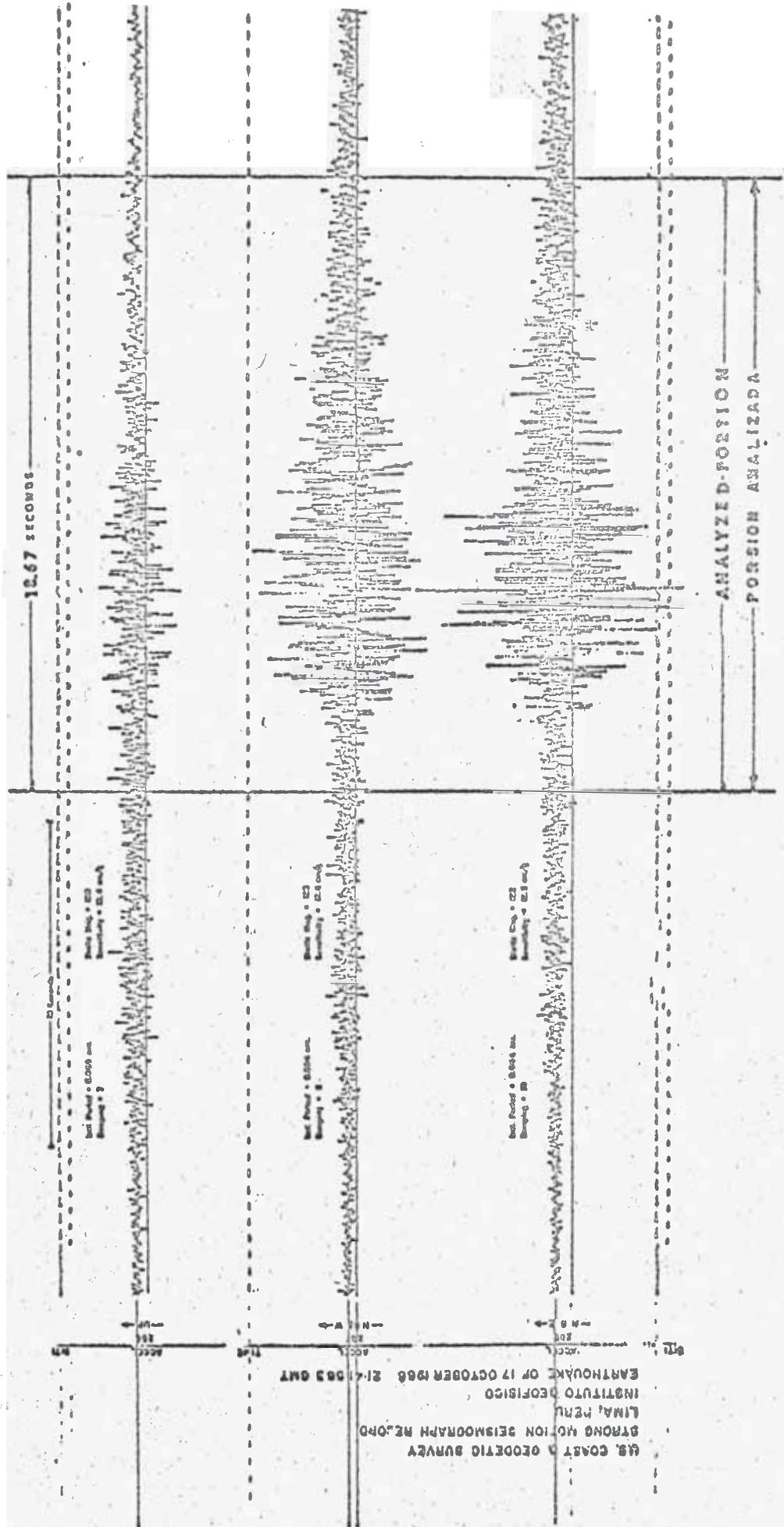


FIG 4- CELEROGRAMA  
 SISMO 17/10/66

sistema ondulatorio a que hemos hecho referencia líneas arriba se compone, como se muestra en la figura 10, de tres partes saltantes, como son los arribos de las ondas P, S y R. Se muestran las componentes horizontal y vertical sepradamente, tal como ocurren en la superficie.

Una partícula inicialmente es reposo experimentará primero desplazamientos provocados por la llegada de la onda P, siguiendo un lapso de tranquilidad relativa hasta el arribo de la onda S. Estos eventos se conocen como trepidación menor (o temblor menor). Luego la partícula experimentará un movimiento fuerte provocado por el arribo de la onda R, conociéndose a este evento como la trepidación mayor (en perturbaciones no muy intensas sólo es perceptible por los humanos la llegada de las ondas R). Si se graficase el movimiento de la partícula para la onda R (a partir del punto marcando como 1 en la figura 10) se obtendría la elipse de la figura 11, que guarda una diferencia sustancial con el movimiento de las partículas de agua al pasar una ola. Esta es una elipse hacia adelante, mientras que la primera es una retrógrada.

Es obvio que conforme crece la distancia al punto en que se originó la perturbación las ondas arribarán más distanciadas (esto es justamente la base del método que se sigue para determinar la distancia epicentral) y más atenuadas (debido a que la energía liberada se dispersa en un mayor volumen conforme nos alejamos de la fuente). Se ha comprobado además que la trepidación menor decae más rápidamente que la mayor, constituyendo de todas maneras la onda R la perturbación más importante.

Un registro de un sismo real (figura 12 y 13) muestra

rá una apariencia más compleja que las curvas de la figura 10, debiéndose eso fundamentalmente a la no existencia de un medio ideal como el asumido. Las diferencias entre los medio reales y el ideal son, entre otras menos importantes, las siguientes :

- **La estratificación**

- Irregularidades en la tierra
- La curvatura terrestre
- Las fuentes no producen un solo impulso sino múltiples.

A manera de ilustración podemos referirnos a las ondas generadas por una cimentación circular, que está sufriendo oscilaciones verticales en la superficie de un semiespacio<sup>(1)</sup>. La energía transmitida por la cimentación al terreno es transmitida por ondas P, R y S. Los aspectos que es conveniente recalcar de éste proceso son los siguientes :

- Las ondas corporales (P y S) son propagadas según frentes de onda semiesféricos.
- La onda R es propagada superficialmente según un frente de onda cilíndrico.
- Al encontrar, conforme se alejan de la fuente, cada vez mayor volúmen de tierra la energía que transportan las ondas decrece en densidad con la distancia a la cimentación. Este decrecimiento en densidad de energía (que se refleja en un decrecimiento de amplitud) se denomina amortiguamiento geométrico.
- Se demuestra que la amplitud de las ondas corporales decrece proporcionalmente a la inversa de la distancia a la fuente, ex-

cepto en la superficie del semiespacio, donde decrece proporcionalmente a la inversa del cuadrado de dicha cantidad.

- Se demuestra que las ondas R decrecen en amplitud con la inversa de la raíz cuadrada de la distancia a la fuente.
- Para una cimentación oscilando verticalmente sobre la superficie de un medio homogéneo, elástico e isotrópico se encontró que los porcentajes según los que transportaban energía las ondas eran :

ondas R	67 %
ondas S	26 %
ondas P	7 %

- De lo visto anteriormente se deduce que para perturbaciones superficiales (y en cierta forma para perturbaciones profundas) las ondas R son las de mayor importancia, causando (en los terremotos), conjuntamente con las S, la mayor destrucción.

I-6 LAS ONDAS ELASTICAS EN SISTEMAS ESTRATIFICADOS.- Es evidente que en la práctica no se encuentre un medio ideal así como el tratado en las secciones anteriores, sino se presentan medios estratificados formados por los procesos geológicos. La consideración del medio estratificado conduce a un acercamiento entre la teoría de propagación de ondas y los fenómenos ondulatorios observados. En general cuando una onda corporal encuentra (incide) una superficie de separación entre dos medios elásticos se tiene que parte de la energía transportada se reflejará dentro del primer medio, y parte se refractará (continuará) dentro del segundo medio.

De las dos ondas corporales ya vistas (P y S) la se

gunda se descompondrá en dos partes : una, la llamada SV, tiene su movimiento en un plano perpendicular al de la superficie de separación, mientras que la otra, llamada SH, tiene su movimiento en un plano paralelo al de la superficie de separación. Empleando la Teoría de la Elasticidad se ha determinado (Zowppritz, 1919) la relación entre las partes reflejadas y refractadas para una cierta clase de onda incidente. Las figuras que siguen (N° 14) son autoexplicativas.

Las ondas resultantes son reflejadas ó refractadas a ángulos que dependen del de incidencia y de la relación de velocidades de las ondas en los dos medios. Se cumple la ley de Snell, que, para la nomenclatura usada en la figura anterior, se expresa mediante las igualdades que siguen :

$$\frac{\text{sen } a}{v_{p1}} = \frac{\text{sen } b}{v_{s1}} = \frac{\text{sen } e}{v_{p2}} = \frac{\text{sen } f}{v_{s2}} \quad (I-17)$$

(debe notarse que la onda SH no produce ondas P dado que aquella no tiene componente en el plano perpendicular al de la superficie de separación, i.e. el plano del dibujo).

Usando condiciones de conservación de la energía y sabiendo que la energía transportada por una onda elástica es proporcional al cuadrado de la amplitud se han determinado ecuaciones<sup>(1)</sup> que relacionan las amplitudes de las diferentes ondas. Por simple inspección de tales ecuaciones se concluye que la amplitud de una onda resultante (i.e. no incidente) depende de :

- El ángulo de incidencia de la onda incidente.

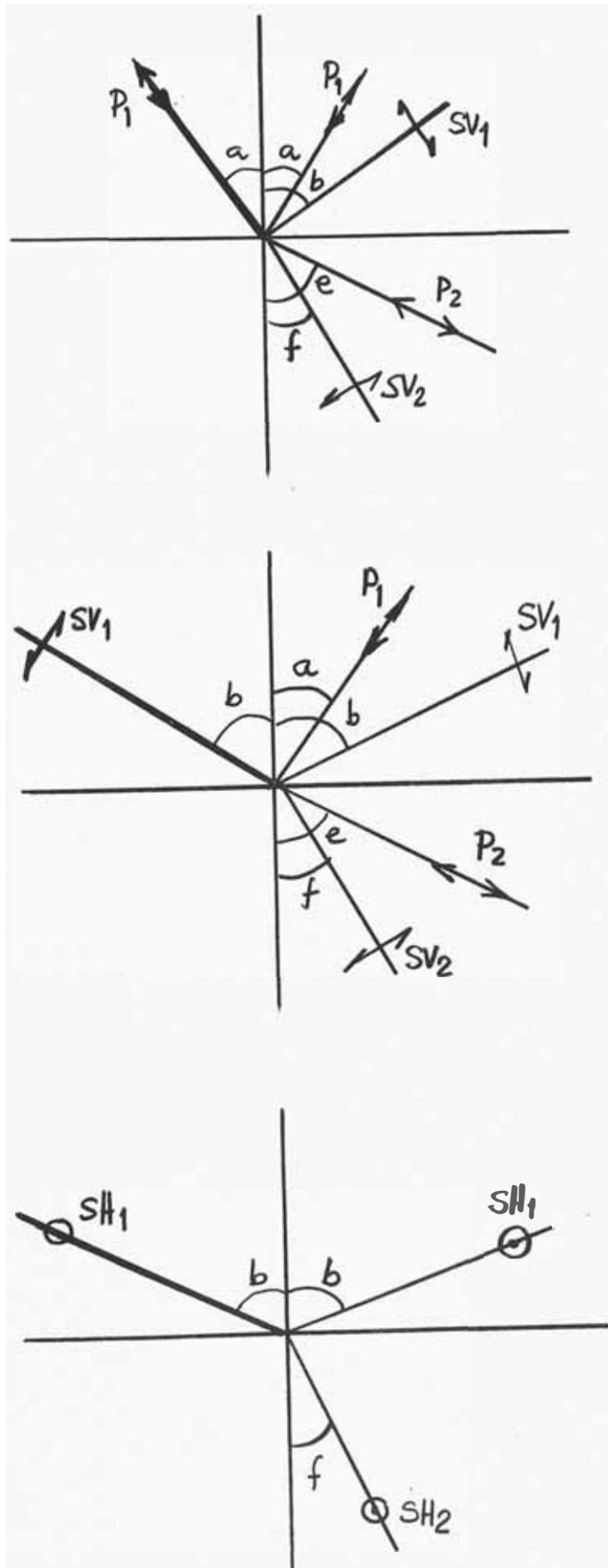


FIG.

- La relación de las velocidades de onda en los dos medios; y
- La relación de densidades en los dos medios.

Así entonces, para dos medios dados, la amplitud de una onda resultante depende únicamente del ángulo de incidencia. Las ecuaciones mencionadas pueden graficarse, luego de haber obtenido soluciones para las ondas resultantes en función de la amplitud de la onda incidente, para diferentes ángulos de incidencia (fig . 15).

Las curvas anteriores presentan máximos y mínimos dependiendo, como ya se ha señalado, del ángulo de incidencia.

Observando la ecuación I-17 puede notarse que cuando la velocidad de una onda reflejada (o refractada) es mayor que la velocidad de la onda incidente habrá un cierto ángulo de incidencia para el que se obtiene un ángulo de reflexión (o refracción) de  $90^\circ$ . Para ángulos de incidencia mayores que el mencionado (llamado también ángulo crítico) se obtiene una perturbación en la superficie de separación. Esta perturbación, que decrece rápidamente con la distancia a la interfase, aparece en vez de la correspondiente onda reflejada (o refractada); aquella no trasmite energía, teniéndose así que la energía transportada por la onda incidente es distribuida entre las restantes ondas reflejadas o refractadas.

La estratificación trae como consecuencia la apari-

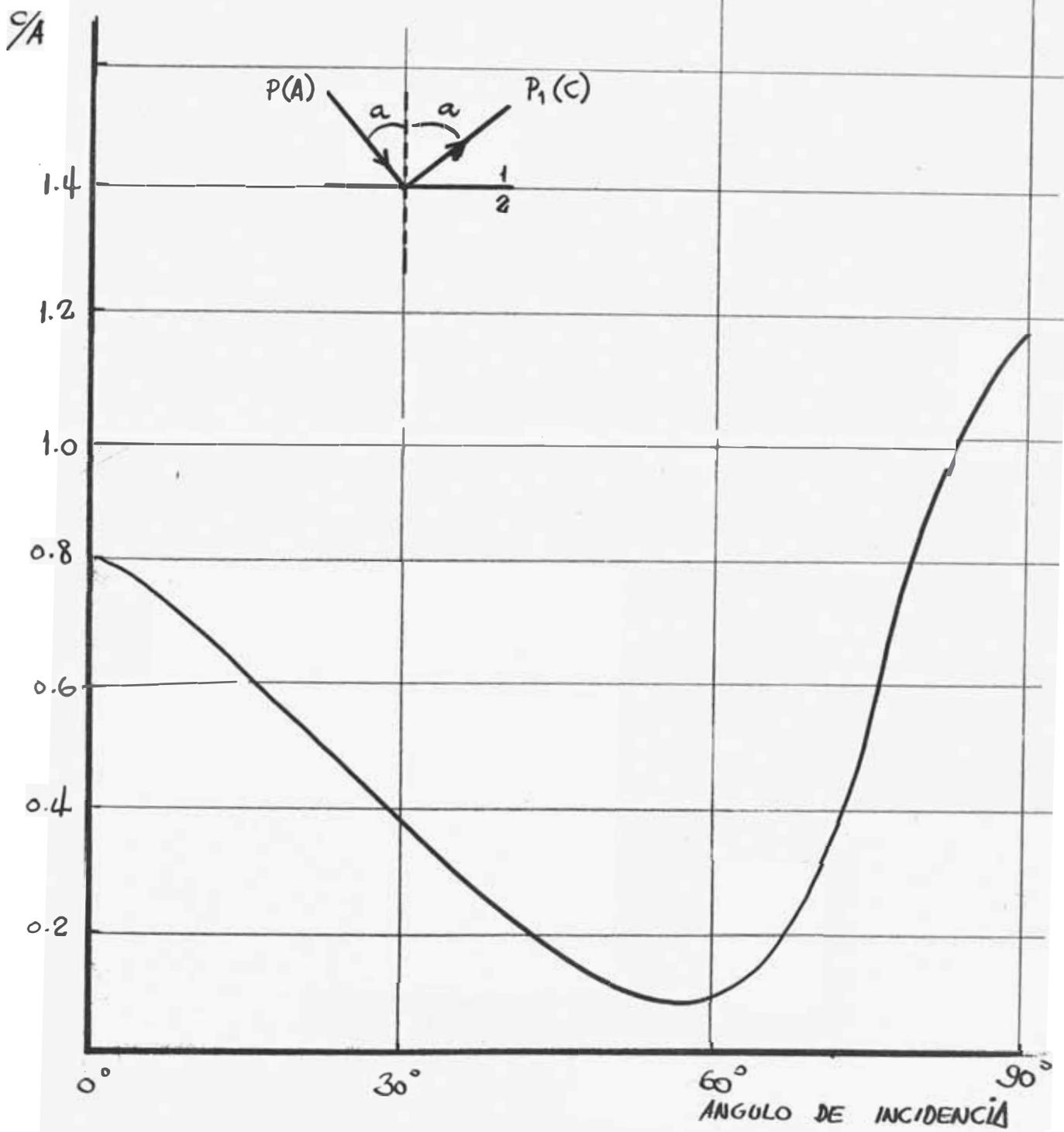


FIG. 15

ción de otro tipo de onda superficial. En efecto, como en la superficie de separación entre dos estratos se producen ondas reflejadas y refractadas se tendrá que en el estrato superior (superficie del terreno) la onda que lleva tiene que ser reflejada totalmente. Puede ocurrir entonces que las múltiples reflexiones en el estrato superior generen un nuevo tipo de onda, que es la que se conoce con el nombre de Love (ondas L). Esta onda es del tipo cortante y se encuentra polarizada horizontalmente. Está establecido que la onda Love viaja con una velocidad intermedia entre la de la onda de corte del estrato superficial y la correspondiente a la del estrato inmediatamente inferior.

**1.7 APLICACION DE LAS ONDAS SISMICAS.**- Ciertas informaciones del subsuelo son difíciles de determinar por los métodos convencionales por que al extraer muestras generalmente se las obtiene perturbadas. Usando métodos sísmicos, como los descritos a continuación, se puede obtener información de los materiales situados en el subsuelo, a pesar de que las pruebas mencionadas se realizan en la superficie. Estos son métodos muy usados en investigaciones geofísicas.

Determinación del módulo de rigidez por el método de arriba directo

En la ecuación I-15 se encontró que la velocidad de las ondas S viene dada por la expresión  $G = \rho v_s^2$ , siendo así que determinando la densidad, lo cual es bastante simple de hacer, se puede calcular el módulo cortante o módulo de rigidez del suelo (G) si se conociese la velocidad de las ondas S. El método de que nos ocu-

El tiempo que tarda la onda reflejada es función de  $v_p$ , de la distancia fuente-registro y del estrato, de modo que siendo conocidas las tres primeras cantidades se puede determinar la última. Lo expresado se afina, en la práctica, colocando varias unidades receptoras (llamadas geofones) con lo cual se determinan las curvas mostradas en la figura 17. La recta permite determinar, usando la inversa de su pendiente, la velocidad  $v_p$ , mientras que la intersección de la curva hiperbólica con el eje de las ordenadas permite determinar la potencia del estrato. (Cuando ocurre, lo que siempre es en mayor o menor grado el caso, que la velocidad de la onda P varía con la profundidad del estrato entonces lo que se determina es la velocidad promedio en ese estrato usando la intersección antes mencionada, para lo cual previamente se ha de determinar independientemente la potencia de la capa superficial, i.e. H). Es conveniente recalcar que este método se puede emplear para determinar la potencia (o velocidades) en estratos más profundos, pero la teoría para este caso es bastante más complicada y justamente da origen a uno de los métodos, el de reflexiones múltiples, que permiten determinar la amplificación que sufren las ondas sísmicas desde la roca basal hasta la superficie de la tierra.

El principal inconveniente de este método es similar al de anteriormente descrito, esto es, que cuando llega la onda reflejada el receptor éste está excitado por ondas de arribo directo. El método que sigue supera este inconveniente trabajando con arribos iniciales, o sea que las estaciones receptoras comienzan a ser citadas.

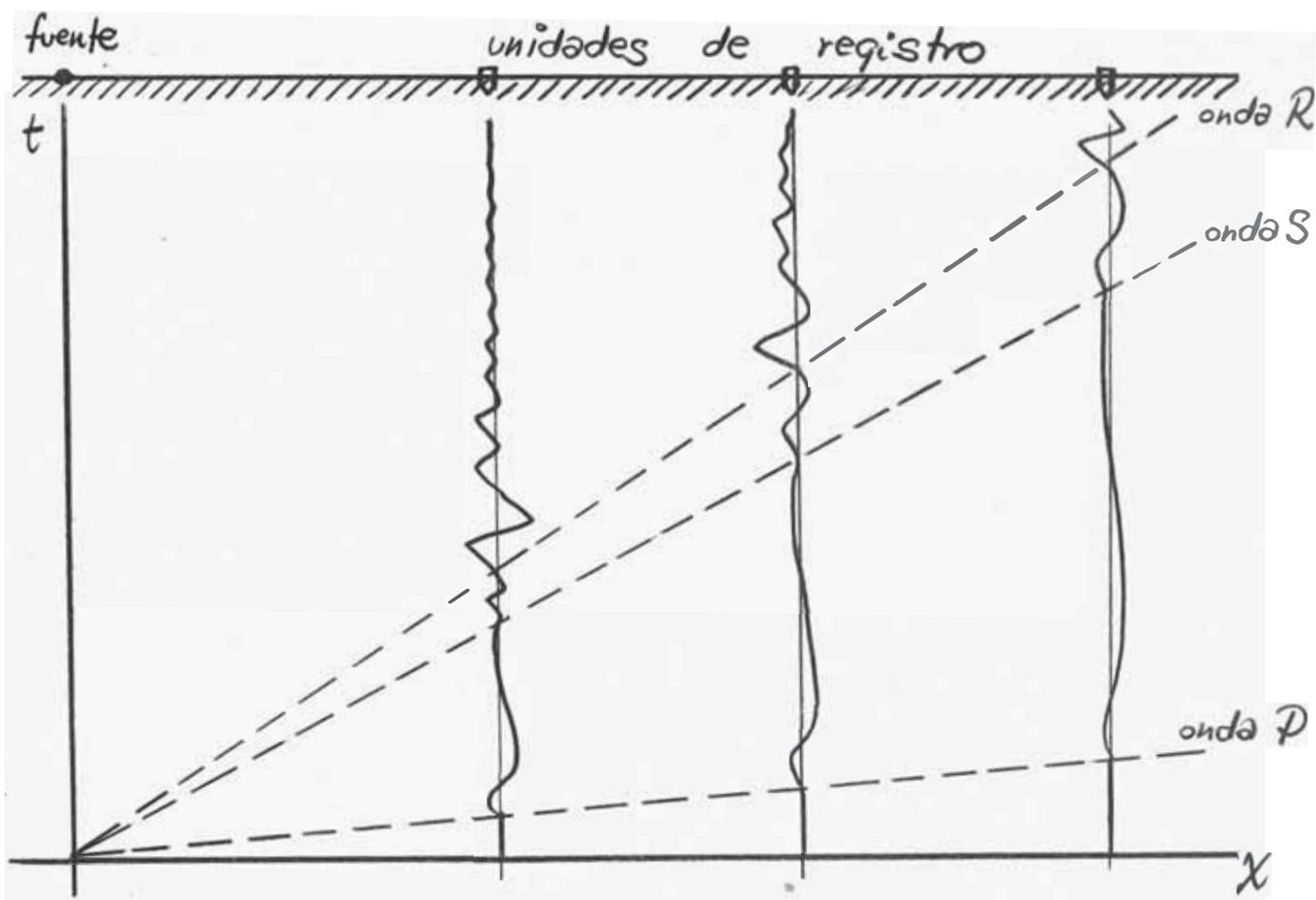


FIG. 16

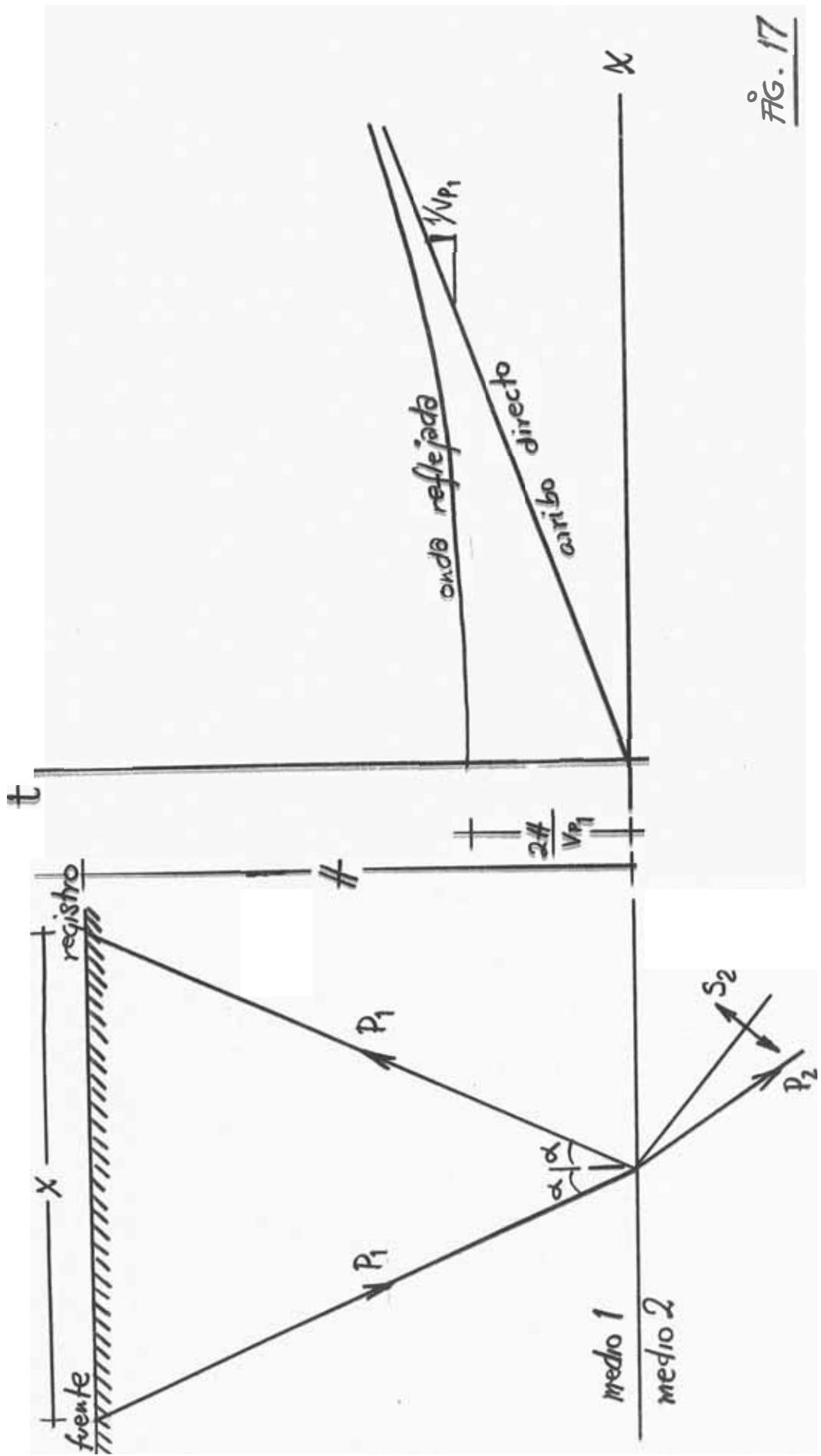


FIG. 17

Método de refracción para determinar la potencia del estrato superior. - Cuando el estrato superior tiene una velocidad de ondas menor que el estrato inmediato inferior entonces existirá un cierto ángulo de incidencia para el que se tendrá uno correspondiente de refracción de  $90^\circ$ . Con esto tácitamente se estaría indicando que en la superficie no se percibiría la onda refractada, la que estaría viajando por la superficie de separación de los dos estratos. Usando la teoría de elasticidad<sup>(16)</sup> se demuestra que estas ondas refractadas generan una onda en el estrato superior, llamada onda frontal (traducción libre de 'head wave'), que viaja a una velocidad igual a la de las ondas P en el estrato superior ( $v_{p1}$ ) y con una dirección inclinada en  $90^\circ - i_c$  respecto a la superficie de separación de los estratos, siendo  $i_c$  el ángulo crítico de incidencia. Los receptores próximos a la fuente emisora registrarán primero las ondas de arriba directo que la frontal (vale recalcar que para que una estación receptora registre una onda frontal debe encontrarse, según la figura 18, a una distancia igual o mayor que la cantidad  $2H \operatorname{tg} i_c$ ) pero habrán algunas que registrarán primero la onda frontal que las de arriba directo, y en particular habrá una situada a una distancia  $x_0$  que registrará las dos ondas al mismo tiempo. De las ondas de arriba directo se determina, como ya hemos visto, la velocidad de las ondas P, como se observa en la recta de la figura 16c. usando las características geométricas de la onda frontal se puede determinar una expresión para el tiempo que ella tarda en llegar a la unidad de registro. Dicha expresión será función de  $x$ , las velocidades en los dos medios de la onda P, de  $H$  y

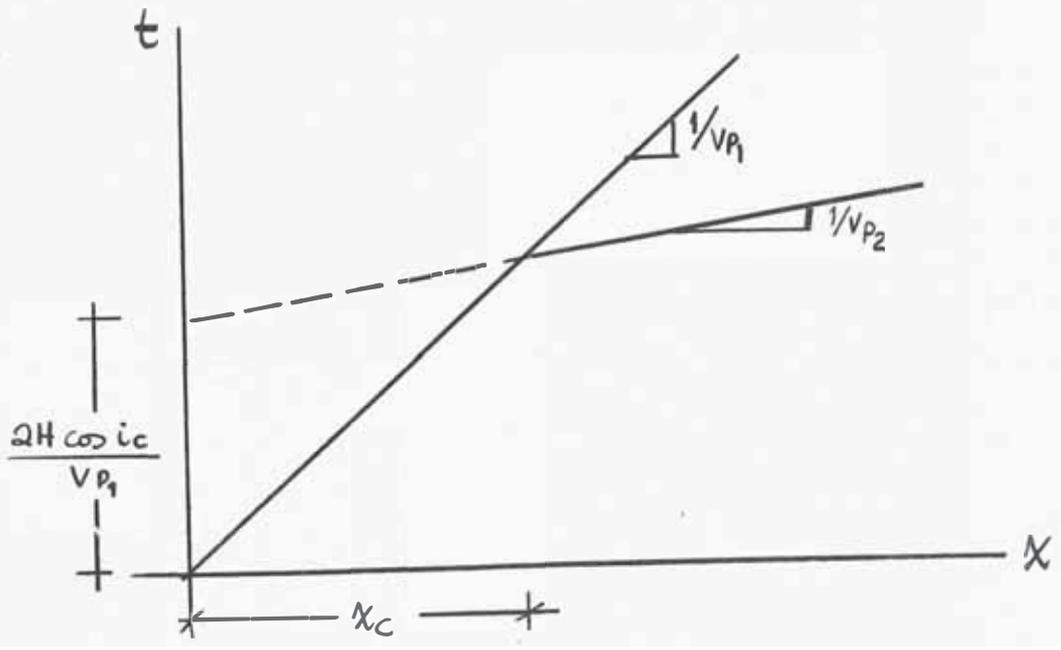
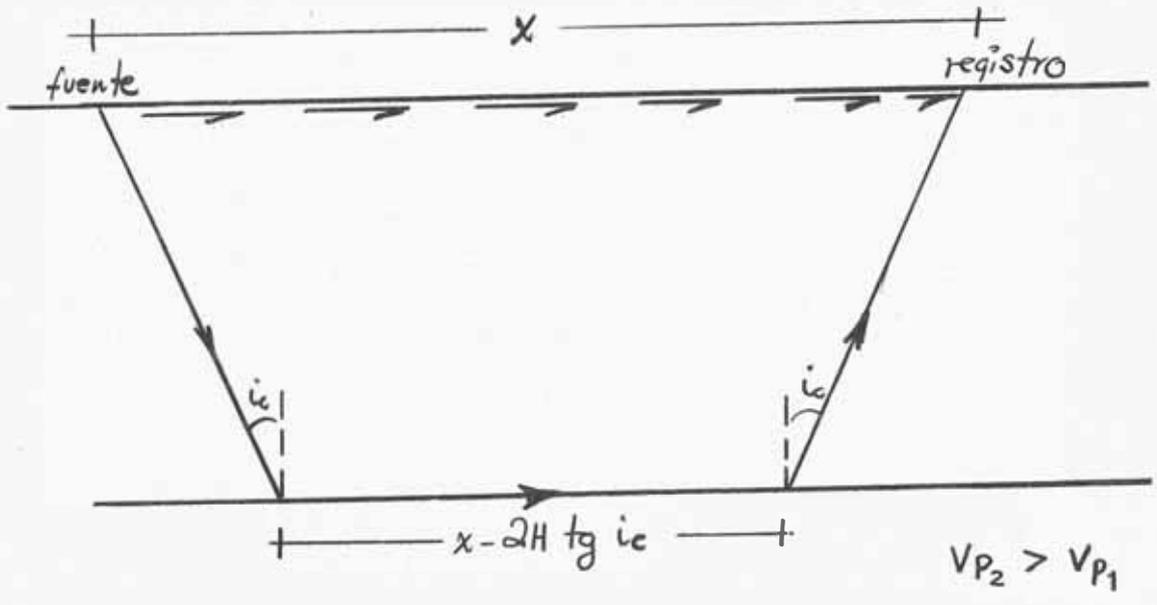
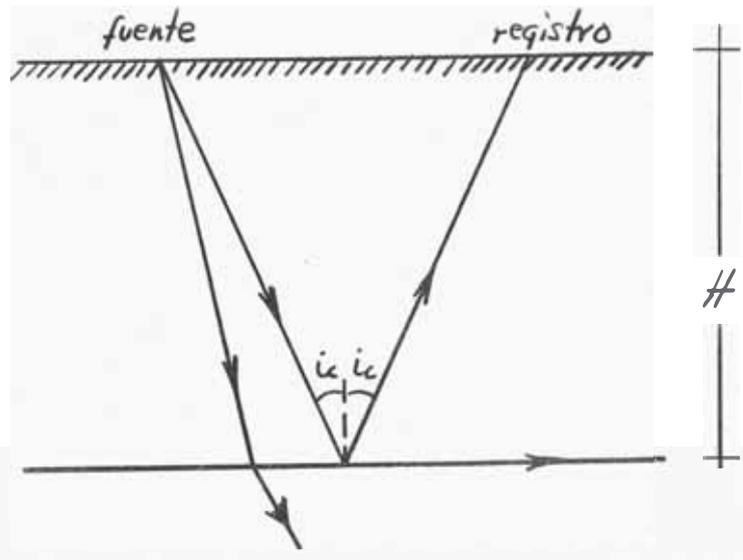


FIG. 18

del ángulo crítico de incidencia  $i_c$ . Para la estación ubicada a  $x_c$  se pueden igualar los tiempos de la onda de arribo directo y la onda frontal, obteniéndose una expresión que da  $H$  en función de las velocidades en los dos medios de la onda  $P$  y de la distancia  $x_c$ .

La velocidad  $v_{p2}$  puede determinarse usando la pendiente de la recta interrumpida de la figura 18c, siendo así que la expresión anterior permite encontrar la potencia del estrato superficial.

Muestreo de suelos usando ondas Rayleigh (R). - Se ha visto en I-5 que las ondas generadas por una cimentación sometida a oscilaciones verticales transmiten la energía en forma ondulatoria, siendo las  $R$  quienes transportan el mayor porcentaje, (alrededor del 67%). Un convertidor de movimiento con sensibilidad vertical localizado en la superficie del terreno 'sentirá' la componente vertical de las ondas  $R$ . La superficie del terreno se 'deformará' sinusoidalmente (como es la forma de la excitación de entrada) teniendo como distancia entre dos picos de longitud de onda de las  $R$ , esto es  $L_R$ . Es obvio que la frecuencia (y en consecuencia el período) de estas ondas será las mismas que las de la excitación, teniéndose así :

$$v_R = \frac{1}{T} L_R \quad (I-18)$$

donde  $v_R$  es la velocidad de las ondas  $R$ . Colocando, por tanteos o usando varios instrumentos, las estaciones sensoras a distancias adecuadas se puede calcular la distancia entre picos ( $L_R$ ) y de esta manera (I-18) se encontrará  $v_R$ , cantidad a partir de la cual puede encontrarse  $v_S$  (dado que ambas son aproximadamente iguales) con lo

que podría determinarse la rigidez del suelo, como ya se ha visto en la sección I-5. Se ha comprobado también que las ondas R se atenúan con la profundidad y que es razonable asumir que su influencia abarca hasta una profundidad  $L_R$ , siendo las propiedades calculadas representativas de una profundidad  $L_R/2$  (Heukelom & Foster, 1960; Fry, 1963; Ballard, 1964).

De I-18 puede notarse que variando la frecuencia de excitación se puede muestrear un estrato más profundo de suelo.

#### I-8 INFLUENCIA DEL AGUA DE LOS SUELOS EN LA PROPAGACION DE LAS ONDAS

SISMICAS.- El agua se puede comparar con un material más 'duro' (a causa de su incompresibilidad) que el esqueleto del suelo cerca de la superficie; es por esto que es capaz de transmitir las ondas compresivas a mayor velocidad de la que podría haberla hecho el suelo sin saturar. Las pruebas sísmicas indican velocidades de propagación de onda P del orden de 1667 metros/seg. en suelos saturados (que es casi la velocidad de propagación de las ondas de presión en agua). Puede concluirse entonces que estas pruebas no describen correctamente el verdadero comportamiento de la estructura del suelo.

Se ha comprobado también que pequeñas cantidades de aire (o gas) en la estructura de suelos no saturados alteran en forma significativa el comportamiento de los suelos en la propagación de ondas, sobretodo en las velocidades. En suelos no saturados, los que por consiguiente contienen gas, la velocidad de la onda P se encuentra entre la de un suelo sin saturar y la de un fluido. En el caso de suelos saturados o parcialmente saturados en que se desee hacer pruebas es mejor que el cálculo de la velocidad sea realizado

ediante los métodos de refracción y el de las oscilaciones verticales de una cimentación (prueba de estado estacionario).

## II. COMPORTAMIENTO SISMICO DE LOS SUELOS

II.1 CLASES DE SUELOS.- En esta sección no se pretende hacer una clasificación rigurosa de los suelos, sea desde el punto de vista geológico sea desde el punto de vista químico, sino bosquejar el comportamiento observado en las diferentes clases desde un enfoque estructural y sísmico.

Roca basal.- La roca cristalina (y hasta la sedimentaria) es, en general un buen asiento para la cimentación por su gran resistencia y la poca probabilidad de que ocurran asentamientos, debiendo recordarse, sísmicamente, que esta clase de suelo tiene un período (asunto del cual nos ocuparemos más adelante, en esta misma sección) corto, por lo que, para evitar resonancia entre el suelo y la estructura, se aconseja la construcción de estructuras flexibles de período largo (p. ej. estructuras de acero).

Suelos sueltos.- Dentro de este grupo tenemos las gravas, cantos rodados y las arenas.

Las gravas y los cantos rodados son seguros para cimentar cuando su potencia es mayor de 3 metros\*, dado que al ser suelos transportados tienen generalmente un buen acomodamiento natural. Las características de éstos es su alta fricción interna (debida esencialmente a la trabazón mecánica), son elásticos, permeables, sin capilaridad y el esqueleto del suelo es prácticamente incomprensible. Son poco seguros para cimentar cuando contienen li

\* Esto es en realidad bastante relativo, dependiendo primordialmente de la altura de la edificación; puede ocurrir que el bulbo de presiones alcance algún estrato, inferior al de grava o canto rodado, que sea más blando.

mo o arcilla que pueden ser lixiviadas; en éste caso sería conveniente bajar la napa freática.

La arena gruesa es, cuando se tienen capas compactas, sin saturar y de potencia mayor de 3 metros\*, un buen suelo de cimentación. Se ha comprobado que la capa superior se comprime, cuando está cargada, rápidamente, llegando así al equilibrio. La resistencia de éste tipo de suelo aumenta con la profundidad, tienen rozamiento interno, pequeña capilaridad y alguna cohesión cuando están húmedas. Las arenas aluvionales son menos compactas que las más antiguas diluvionales, teniendo, en general partículas angulosas.

La arena fina es muy sensible al grado de compactación que presenta así como a su contenido de humedad, del cual depende principalmente su estabilidad. Tiene una resistencia bastante adecuada cuando está seca, mientras que presenta serios inconvenientes cuando está saturada, ya que las vibraciones producidas por un sismo la convierten en arena fluída (licuación de la arena).

Suelos cohesivos.- En este grupo tenemos como principal exponente a las arcillas, existiendo también otras variedades como el limo y el loes.

La arcilla se compone de partículas extremadamente finas que tienen forma de hojitas, escamas y astillas de tamaño pequeño (las menores de .002 mm. provienen de la trituración de los silicatos de Aluminio). No presentan rozamiento interno, poseen alta cohesión (principalmente química) y capilaridad pronunciada. Pueden ser expansibles y son algo elásticas. En presencia

\* Ver llamada de la página anterior.

de agua se debilita la cohesión lo que puede ocasionar el deslizamiento.

Cuando hay gran cantidad de agua la arcilla es capaz de absorberla, aumentando su volumen hasta el doble, para después contraerse y agrietarse cuando se seca. Cuando se le somete a la acción de cargas expulsa lentamente el agua que contiene, proceso que puede durar mucho tiempo dada la poca permeabilidad de este suelo. Si existe arena mezclada o bien lentes de arena el proceso mencionado se acelera.

El limo es la arcilla sin cal y hasta con un 70% de arena, formado por la descomposición de la margas. Tienen gran capilaridad, poca fricción interna, pequeña cohesión y conserva las propiedades de compresión y expansión de la arcilla.

El limo arcilloso mezclado con arena y grava presenta un asentamiento limitado, constituyendo un suelo poco plástico y bastante estable.

El loes es un polvo formado por elementos arcillosos, calizos, arenas y otros en menor proporción. Se les encuentra en estratos bastantes potentes, siendo un suelo bastante poroso (tienen en ellos aire y agua lo que implica una alta compresibilidad).

II.2 ALGUNAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS.- Citaremos, por dar una comparación cuantitativa, algunos valores de la capacidad portante<sup>(5)</sup> y del módulo de elasticidad<sup>(6)</sup> de varios tipos de suelos.

Valores promedio de E para suelos de Lima y sus alrededores

ARCILLA	Plástica, poco resistente	45 a 92	K/cm <sup>2</sup>
	plástica consistente	101 a 169	"
	seca, semi sólida	200 a 214	"
INTERMEDIOS	Limos poco compresibles	90 a 150	"
	limos arenosos	153 a 180	"
	limos arcillosos	184 a 250	"
ARENAS	poco densa	95 a 192	"
	medianamente densa	204 a 397	"
	densa y seca	400 a 471	"
GRAVAS	Arena con gravas	326 a 570	"
	en arenas, limos o arcillas	463 a 733	"
	compactas (conglomerado)	696 a 1692	"

Carga admisible de los suelos a 1 ó 1.5 metros de profundidad

Roca dura	20 a 100	K/cm <sup>2</sup>	
Roca blanda	7 a 20	"	(tobas, areniscas, calizas)
Canto rodado	5 a 7	"	para compacto con poco suelo cohesivo, disminuyendo con el contenido de agua.
Arena gruesa	3 a 5	"	Compacta, disminuyendo con el contenido de agua.
Arena mediana	2 a 3	"	disminuye cuando aumente el contenido de agua.
Arena fluida	0 a 2	"	

Marga compacta	3 a 4	k/cm <sup>2</sup>	
Limo arenoso	} 2 a 3	"	cuando no están saturados
Arcilla dura			
Relleno	.5 a 1	"	limo y arcilla húmedas
Suelo vegetal	.5		para construcciones provisionales solamente.
Pantano, fango	0		

El valor del módulo de elasticidad de los suelos depende, como se ha visto en la tabulación de la página anterior, del tipo y condiciones que tengan. Para las arcillas está estrechamente vinculada con el contenido de humedad y con las propiedades físico-químicas. En arenas sin contenido de limo o arcilla E es estable y no cambia con el contenido de humedad, granulometría y porosidad. En arenas saturadas es ligeramente menor que en arenas secas. Para los materiales intermedios dependerá de la cantidad de finos que contengan.

Se ha mencionado en la sección anterior las palabras rozamiento, cohesión y corte; pasaremos a dar una idea muy somera de las llamadas fuerzas internas en los suelos.

La primera de ellas, presente en todos los tipos de suelo en mayor o menor intensidad, es la llamada fuerza de rozamiento. Cuando el suelo se deforma por acción de la carga las partículas se trasladan, siendo este movimiento contrarrestado por las reacciones de apoyo (unas se apoyan en otras) y por el rozamiento natural entre ellas. El rozamiento interno depende de las características de la deformación y del coeficiente de rozamiento del material.

Las arcillas presentan en gran magnitud la llamada fuerza de cohesión; esta fuerza se debe a la presión capilar y a los esfuerzos moleculares. La cohesión disminuye al aumentar el grado de saturación del suelo, i.e. el contenido de humedad. Se ha encontrado que al ~~aumentar~~ ~~la presión normal~~ aumenta la fuerza de cohesión en el suelo.

Las fuerzas anteriores, actuando simultáneamente, hacen que el suelo presente una resistencia al esfuerzo cortante.

Para el caso de suelos friccionantes (arenas por ejemplo) depende principalmente de la presión normal y del rozamiento (en menor magnitud), siendo el valor máximo de  $.02 \text{ k/cm}^2$  (es poco probable encontrar mayores valores).

Se ha dado, líneas arriba, una tabla de la capacidad portante de diferentes clases de suelos. Estos valores están estrechamente vinculados con los asentamientos que se presentan en los suelos (vale mencionar que los valores a que hacemos referencia están afectados del correspondiente factor de seguridad, que en el caso de los suelos es bastante alto). Las causas usuales de asentamiento de suelos bajo la acción de cargas son :

- Compresión vertical
- deslizamiento lateral por fluencia

La compresión elástica de las partículas debido al esfuerzo normal es pequeña comparada con el acomodamiento de ellas que provoca justamente la expulsión del agua y aire de los poros.

En suelos sueltos el asentamiento se produce inmediatamente después de aplicada la carga, disminuyendo lógicamente la

magnitud de aquel con la profundidad. Se ha mencionado ya que para suelos cohesivos el asentamiento es lento debido a la pequeña permeabilidad que ellos presentan, teniéndose por el contrario que es tos suelos resisten tracciones debido a la cohesión. Hay ciertos suelos que causan un asentamiento continuo de las cimentaciones, tales como :

- Arcillas y limos húmedos
- tierra vegetal (usualmente de apariencia oscura)
- relleno de gran espesor
- fango
- turba
- arenas fluidas.

II.3 EL AGUA Y LOS SUELOS.- La forma como reacciona el terreno <sup>/depende</sup> en mucho del contenido de humedad que tenga en el momento de ser sometidos a las acciones externas (vibraciones producidas por un sismo, por ejemplo.

En el suelo hay agua en varias formas :

- En solución química
- en forma de vapor
- como agua hidroscópica
- agua capilar
- de filtración
- de saturación.

El agua hidroscópica se mantiene debido a las fuerzas que actúan en las superficies de las partículas, siendo hasta

el 16% del peso total en las arcillas. El agua capilar se encuentra en los suelos de partículas pequeñas, del orden de los 2 mm., subiendo por los poros por el fenómeno de la capilaridad. El agua capilar puede subir (Terzaghi) en las arcillas hasta 300 metros de altura, mientras que en la arena fina unos 50 cms. La diferencia entre los dos tipos de agua anteriores estriba en que la primera se puede eliminar sólo secando el suelo en horno (110°) mientras que la segunda puede eliminarse por evaporación, exponiendo el suelo al aire. El agua pelicular se forma sobre las partículas cuyos poros están llenos de aire. El agua de filtración y la de saturación se mueven entre las partículas del suelo por acción de la gravedad.

Debe recordarse que en los suelos cohesivos (arcillas y limos) las cargas aplicadas hacen disminuir el contenido de agua; así también, en cualquier tipo de suelo el efecto de bajar la napa freática (mediante drenes, cloacas, pavimentos impermeables, etc) hace que disminuya la subpresión, hecho que equivale a aumentar la carga actuante, cosa que pueden producir el desequilibrio del suelo.

Tabularemos a continuación<sup>18</sup> las propiedades acuíferas de los tipos de suelo más usuales :

<u>Suelo</u>	<u>Cualidades convenientes</u>	<u>Porosidad</u>	<u>Permeabilidad</u>
Gravas	Limpia y de granulometría uniforme.	Elevada	alta (poros)
Arenas	Limpia y bien seleccionada; capas extensas (las gruesas son más acuíferas que las finas)	Elevada	alta (poros)

Aluviales	cantidades mínimas de arcilla; la intercalación de gravas o arenas gruesas los hacen acuíferos.	variable	variable (poros)
Arcillas	ninguna	elevada	baja (poros)
Conglomerados.	limpio y bien seleccionado; poco cementado.	elevada	alta (Poros y fisuras)

II.4 EL SISMO PERTURBANDO EL SUELO.- Se ha visto que la ruptura de la roca, produce compresiones y refracciones (ondas P) y tensiones de corte (ondas S). La velocidad de ambas depende de las propiedades de los materiales (suelo) según se vio en I.4, siendo más rápidas las P. Hay varias causas que generar un sismo, las que pueden actuar independiente o simultáneamente; entre las principales tenemos la formación de una falla en la roca y deslizamientos producidos en una falla existente. Estos movimientos ocurren para dar a la roca una configuración de mayor estabilidad, provocando vibraciones y/o desplazamientos horizontales irreversibles.

Las ondas así producidas se transmiten radialmente en la roca basal, hasta llegar a la superficie de separación de la roca con un estrato más blando. Al llegar a dicha superficie se producen reflexiones y transmisiones (refracciones) de un medio elástico como es el primero a otro de menor elasticidad. Este cambio trae consigo una disminución en la velocidad de las ondas, así como su longitud, debido a la absorción de energía del medio menos

elástico. A su vez, debido siempre a la menor elasticidad, la amplitud de estas ondas es aumentada. Las mayores perturbaciones se producen a lo largo de esta superficie de separación donde el material duro experimenta desplazamientos que no pueden ser seguidos por el otro (algo similar ocurre en la acción del mar sobre la orilla). Las vibraciones sísmicas disminuyen el ángulo de rozamiento entre las partículas del suelo, de modo que en los suelos poco compactos y que no poseen cohesión se producirán asentamientos que se traducen en grietas en la superficie del terreno. De lo expuesto se deduce que también aparecerán grietas en la superficie límite entre la roca basal y el material blando (zonas de contacto). Debido a que la principal fuente de esfuerzos en el suelo son las ondas R, que también producen tensiones de corte, las grietas por fluencia del material se generarán en una dirección normal a la de propagación de las ondas.

Qué efectos trae la naturaleza del suelo para la estructura sobre el cimentado, al ocurrir un sismo? La respuesta a esta pregunta la analizaremos acorde con cada clase de suelo. En la zona próxima a la falla los asentamientos son irregulares, produciendo asentamientos diferenciales de la cimentación de la edificación, cosa que puede ser capaz de producir el colapso de ésta.

Las estructuras cimentadas sobre suelo blando se verán sometidas a aceleraciones (desplazamientos) mayores que las cimentadas sobre suelos rígidos. Sin embargo más adelante veremos, al hablar de interacción suelo-estructura, que para el caso de un edificio rígido cimentado en suelo blando se produce una gran disipa -

ción de energía (el edificio rígido se mueve y se flexiona como un todo).

Los edificios que tienen una platea de cimentación y sus pórticos son de concreto armado (o de acero) soportarán bien las fuerzas que trae consigo el sismo.

Las aceleraciones verticales (ondas P y componente vertical de las S) no son críticas para la edificación porque son perfectamente soportadas dados los coeficientes de diseño (según el Reglamento ACI-318-71 se incrementan en 40% las cargas muertas y en 70% las sobrecargas), teniéndose además que está comprobado que, para cargas de corta duración, el concreto puede soportar esfuerzos mayores que el límite de proporcionalidad, siendo  $E$  aproximadamente el doble. (Además las componentes horizontales del sismo son del orden de 3 a 4 veces las verticales). Los asentamientos producidos por la compactación del suelo pueden ser más graves si ya antes del sismo, i.e. para cargas verticales, se han producido asentamientos diferenciales, produciéndose así una acumulación de efectos. Los primeros generalmente no se pueden evitar pero si minimizar su efecto perjudicial sea disminuyendo su magnitud, sea procurando que ocurra un asentamiento uniforme.

Cuando los cimientos llegan a la napa freática se deberá bajar ésta por lo menos un par de metros debajo de aquellos, para no contar con mayores desplazamientos del sismo, o con licuación de la arena si tal fuese el suelo. Si el suelo a licuarse está sin confinar en uno de los lados entonces fluirá hacia él, produciéndose lo que se llama un flujo-deslizamiento, que tiene como característi-

ca esencial los grandes desplazamientos laterales. Pueden también ocurrir los llamados 'graben', de los que nos ocuparemos al referirnos a la licuación de la arena.

Otro fenómeno que debe tomarse en cuenta es que los rellenos que se encuentran detrás de los muros de contención usualmente están en estado suelto y a veces saturados, por lo que con las vibraciones pueden licuarse para así variar las fuerzas que ejercen sobre el muro o bien escurrirse, si tal es posible, por los costados de aquellos.

En el Perú la distribución de daños la influencia de las características del suelo han sido muy importantes, confirmado por las siguientes observaciones :

- en las zonas de contacto la amplificación de las ondas sísmicas han aumentado considerablemente los daños, tal como ha sucedido en Huánuco (17-X-66), Andahuasi (17-IX-66 y 31-V-70); La Molina (17-X-66 y 31-V-70),
- los terrenos de gran pendiente repercuten desfavorablemente en el comportamiento sísmico de las estructuras, aumentando los esfuerzos que en ellos se producen tal como en San Pedro de Chimbo (31-V-70), Malvas, provincia de Recuay (23-IX-63), Chlifruta, Pariahuanca (1-X-68), etc;
- en zonas de gran pendiente el peligro aumenta por el desprendimiento de grandes bloques de piedra que ruedan cuesta abajo (las llamadas galgas);
- en suelos blandos, con la napa freática muy alta, con períodos predominantes largos la intensidad sísmica se incrementa causando

claramente más daño que en zonas aledañas, tal como en el centro de Huaraz (31-V-70), Callao (17-X-66), Puente de Piedra (17-X-66), Villa María de Chimbote (31-V-70), etc; es de notar que construcciones de la misma calidad en Chimbote sufrieron diferentes daños : en efecto , las construcciones de adobe efectuadas directamente sobre roca han sufrido poco daño a pesar que los sismos han sido severos a corta distancia, comparado con otros tipos de suelo, tal como ocurrió el 31-V-70 en Coishco (Chimbote);

- los daños han sido notoriamente menores en construcciones realizadas sobre conglomerado seco, compacto y con pendiente suave y alejado de cerros, que en las zonas aledañas de características diferentes. Esto ocurrió en el centro del valle del Rímac (17-X-66), barrio Centenario de Huaraz (31-V-70).

Se ha mencionado que la pendiente excesiva tiene un efecto desfavorable en cuanto se refiere al aumento de la intensidad sísmica. En efecto, en el sismo de Ancash del 24-IX-63 se comprobó en la localidad de Malvas de la provincia de Recuay Esta afirmación. El suelo en esa localidad es del tipo residual, formado por la descomposición de rocas intemperizadas. La pendiente provocó también el desprendimiento de grandes galgas (piedras) de los cerros matando ganado y dañando cultivos (grado VII MM).

II-5 INVESTIGACION DE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO.- Ya hemos visto en el Capítulo anterior que el módulo de rigidez, las velocidades de las ondas sísmicas, las potencias de los estratos, etc, se pueden determinar haciendo uso de ondas sísmicas 'provocadas'.

En general un estudio de las características sísmi -

- cas de los suelos es hecha por los investigadores de tres maneras :
- estudios teóricos (propagación de ondas elásticas usando métodos apropiados como los descritos en el Capítulo III).
  - estudios observacionales (son estudios comparativos entre las diferentes clases de suelos, incluyendo observaciones hechas bajo la tierra y en la superficie; líneas abajo se da un ejemplo real sobre esto último).
  - estadística de daños (herramienta muy útil cuando se desea hacer un análisis exhaustivo).

Para los estudios observacionales es de gran utilidad el hacer microtrepidaciones en diferentes clases de terreno. Sobre este tópico nos ocuparemos en forma más amplia adelante. Citaremos, referente siempre a los estudios observacionales, observaciones subterránea de sismos llevada a cabo en Japón<sup>(6)</sup>. Tales observaciones fueron hechas en las mina Hitachi (paleozoica) a 300 metros de profundidad, en la superficie de dicha mina y también en el Colegio Hitachi (construido sobre terreno aluvional) abarcando registros de 14 sismos, los cuales se promediaron. Se calcularon las amplificaciones de las dos estaciones superficiales respecto a la del subsuelo, haciéndose una gráfica de esas en función del período del sismo. De dicha curva se llegó a la conclusión de que, si el estrato superficial es de material blando, la amplificación se hace grande para ondas sísmicas que inducen sincronización (resonancia) en tal estrato; es decir, cuando el período del sismo coincide con el período natural del terreno.

Los estudios observacionales también pueden incluir

análisis del período predominante del terreno, tópicos que trataremos junto con el de microtrepidaciones más adelante.

No debe confundirse los métodos usados para realizar un estudio de las características sísmicas de los suelos con las investigaciones normales de propiedades de los suelos, las que constan de tres partes :

- investigaciones geológicas (que permite conocer las características de los diferentes estratos tales como composición, espesor, profundidad, permeabilidad, situación de la napa; los pozos para este efecto deberán llegar por lo menos hasta la napa).
- investigaciones de Laboratorio (permite averiguar composición mineral, forma y tamaño de las partículas, porosidad, peso específico, compactación, humedad, capilaridad, plasticidad, permeabilidad, solubilidad, etc.)
- ensayos de carga (que deberán hacerse imprescindiblemente en los edificios que se proyecten como sismoresistente).

II.6 LOS SUELOS Y SU AUMENTO DE LA INTENSIDAD SISMICA.- La intensidad sísmica se mide (subjetivamente) con varias escalas, siendo la más empleada la Mercalli Modificada, que reproducimos en la página siguiente. A continuación de dicha escala se tabulan los efectos de los temblores según la escala mencionada- para luego dar una tabla debida a Sieberg de la forma como aumentan los suelos los grados de la escala Mercalli Modificada.

ESCALA MERCALLI MODIFICADA 1,956

Definiciones : Mampostería A : Construida con buenos materiales, buena mano de obra y buen proyecto. Reforzada con armaduras de acero o de hormigón armado, proyectada para resistir esfuerzos laterales.

Mampostería B : Buena mano de obra y un buen mortero. Reforzada pero no proyectada para resistir fuerzas laterales.

Mampostería C : Mano de obra y mortero corriente. No demasiado débiles por falta de armadura en las esquinas, pero no reforzadas para resistir fuerzas horizontales.

Mampostería D : Materiales débiles como adobe, morteros pobres. Mala mano de obra. Débil horizontalmente

I.- No sentido por las personas; efectos marginales y de períodos grandes de terremotos lejanos.

II.- Sentido por personas en reposo en pisos superiores, o favorablemente situados.

III.- Sentido en el interior de las casas. Oscilan objetos colgantes, vibraciones como las de un camión liviano pasando. Se puede estimar la duración. No se puede reconocer que se trata de un terremoto.

IV.- Oscilan objetos colgantes. Vibraciones como las de un camión

pesado pasando. Sensación de un golpe como el producido por una pesada pelota chocando en la pared. Balanceo de un camión parado. Puertas, ventanas y platos tintinean, los vasos suenan, las losas chocan. En la parte superior de éste grado armaduras y paredes que crujen.

V.- Sentido en el exterior. Se puede estimar la dirección. Se despiertan las personas dormidas. Se agitan las superficies de los líquidos, parte se vuelca. Pequeños objetos se desplazan o caen. Las puertas oscilan, se abren o cierran. Postigos y cuadros se mueven. Relojes de péndulo se paran, se ponen en marcha o alteran su marcha.

VI.- Sentido por todos. Muchos se asustan y corren afuera. Las personas caminan con dificultad. Ventanas, platos y vasos se rompen. Adornos, libros, etc, salen de las repisas. Cuadros caen de las paredes. Los muebles se mueven o tumban. Revoques débiles y mampostería clase D se agrietan. Pequeñas campana suenan. Árboles y arbustos se mecen.

VII.- Difícil mantenerse en pie. Percibido por personas manejando auto. Objetos colgantes tiemblan. Los muebles se rompen. La mampostería D se daña formando grietas. Chimeneas débiles se caen y cortan a ras de la base. Caen revoques, se aflojan ladrillos, piedras, baldosas, cornisas, se producen algunas grietas en la mampostería C. Ondas en los pantanos. Se enturbia el agua con el barro. Pequeños deslizamiento de tierra y hundimientos en bancos de arena o riopio. Campanas grandes suenan. Se dañan canales de concreto para irrigación.

VIII.- Se hace dificultoso manejar un auto. Daños en la mampostería

C, cayéndose en parte. Algunos daños en la mampostería B, ninguno en la A. Caída de revoque y algunas paredes de mampostería. Rotación y caída de chimeneas, Pilas de mercadería, monumentos, torres, tanques elevados. Las armazones de las casas se salen de sus cimientos y no están ancladas. Débiles tabiques se tumban. Se rompen ramas de los árboles. Cambio en el caudal o temperatura en fuentes naturales o pozos. Grietas en terrenos húmedos y en pendientes fuertes.

IX.- Pánico general. Se destruye la mampostería D; fuertemente dañada la mampostería C; parte con completa destrucción; mampostería B seriamente dañada. Las estructuras no muy bien ancladas se desplazan. Las armaduras se rajan. Serios daños en los depósitos. Se rompen los caños subterráneos. Importantes grietas en el terreno. En terrenos aluvionales se producen eyecciones de arena y barro, cráteres de arena.

X.- La mayoría de construcciones de mampostería y las armaduras de las de madera son destruidas. Algunas estructuras de madera bien construidas se destruyen. Serios daños en los diques y terraplenes. Grandes desplazamientos. El agua sale de su cauce en canales, ríos y lagos. Arena se desplaza de las playas, y en rellenos.

XI. Rieles que se doblan fuertemente. Canalizaciones subterráneas completamente destruidas.

XII.- Destrucción casi total. Grandes bloques de roca desplazados. Cambios de niveles en el terreno. Objetos lanzados en el aire.

## EFECTOS DE LOS TEMBLORES SEGUN LA ESCALA MERCALLI MODIFICADA

G R A D O	Daños en los edificios de <u>Tolio y Yokohama</u>			Aceleración horizontal promedio según Gassman. $\text{cm/seg}^2$	Valores medios aprox. de la fuerza horizontal en % del peso la edificación.
I				.25	.025
II				.34	.034
III				.73	.05 a .10
IV				1.58	.10 a .25
V				3.40	.25 a .5
VI	Pequeños daños aislados			7.32	.5 a .1
VII	Numerosos daños menores.	Rajaduras en mampos. de relleno.		16.	1.0 a 2.3
VIII	Más de 1/4 edificios con daños importantes. Algunos de derrumbes.	Caída de mampostería de relleno. Se doblan columnas de acero.	Leves daños, parte superior de las columnas.	34.	2.5 a 5.
IX	Baños mayores en más de la 1/2. Derrumbamiento en más de 1/2 de edificio.	Grandes rajaduras y caída de ladrillos.	Daños importantes desprendimientos en cabeza de columnas.	75.	5. a 10.
X	Graves daños en todos y de derrumbes en 1/2	Caída de mampostería de relleno. Se doblan columnas de acero.	Trituración de cabezas de columnas.	158.	10. a 25.
XI	Destrucción Total	Graves daños o derrumb. de todo	Idem. Probable daños may.	340.	25. a 50.
XII	(Destrucción de todos los edificios)				

INFLUENCIA PELIGROSA DE LA NATURALEZA DE LOS SUELOS EN LOS SISMOS

<u>Suelos</u>	<u>Grado de peligrosidad</u>	<u>Aumento de grado</u> M.M.
<u>Sueltos y fangosos :</u>		
1.- Sedimentos, canto rodado, gravas, arena y turba.	Crece al aumentar el contenido de humedad.	1 a 3
2.- Arcillas, margas loess, limos.	Secos, en capas cerradas no son peligrosos. Muy secos resquebrazados o muy húm. form fangos	1 a 3
3.- Rellenos naturales o artificiales.	Peligro aumenta con el aumento de tamaño y angulosidad de las partículas (i.e. con la porosidad) y con el aumento del cont. de agua.	2 a 3
4.- Pantanos y lagos secos.	Máximo peligro.	3 a 4
<u>Suelos formados por descomposición de la roca.</u>		
5.- Cuarzos, pizarras, calizas, mármoles, dolomitas.	No son peligrosas, al alterarse producen pocos restos.	0
6.- Areniscas, brechas, conglomerados de arena y grava.	Peligro crece con el aumento de espesor del estrato sedimentario, así con la angulosidad de las partículas. Cuando el estrato tiene un espesor muy grande el peligro disminuye.	1 a 2
7.- Granitos, porfidos de cuarzo, traquitas, andaritas, gneis, suelos arenosos (hasta limosos), fragmentos de granito.		1 a 2
8.- Basalto, fonolitas, grauwacas, pizarras arcillosas, tobas, limos y arcillas muy profundas cuando provienen de las pizarras arcillosas y tobas.		1 a 3

Como casos concretos de aumento de grado en la escala MM tenemos el de Méjico en el sismo de 1,957, en que entre la roca y el material blando se tuvo un aumento de IV a VII. Algo similar ocurrió en Huaraz (31-V-70) de VII a VIII. En Lima se tiene, cada vez que ocurre un sismo cercano y/o de regular intensidad, una distribución de grados MM entre el centro de la ciudad, el Callao y Chorrillos y el Rímac y las zonas de La Molina. Para el sismo del 1940 la intensidad fue de grado VII en el centro, VIII en el Callao y Chorrillos, y entre VII y VIII en las dos últimas zonas.

II.7 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.- Este es un problema que está intimamente relacionado con la respuesta sísmica de la estructura y los daños que pueda presentar después de las aceleraciones a que se ve sometida como consecuencia de la llegada de las ondas sísmicas. En la actualidad aún los centros de investigación más avanzados del mundo se encuentran abocados en resolver este problema, el que pasamos a describir.

Es sabido que al actuar un sismo, esto es al arribar las ondas sísmicas, las estructuras se comportarán conforme sean sus características, las aceleraciones que sufrirán (y en consecuencia el daño que presentarán) dependerá de la magnitud del sismo (energía liberada) y de la distancia al epicentro.

Sin embargo las evidencias encontradas en el campo son otras. En efecto, estructuras del mismo diseño y a distancias entre ellas despreciables comparadas con la distancia epicentral presentan daños distintos, evidenciando que han estado sometidas a

diferentes aceleraciones. Podemos referirnos al sismo de Tonankai (Japón 1,944) en que la distribución de daños en los edificios de madera no guardaban relación con la distancia del epicentro del sismo. Se ha llegado a la conclusión de que las diferencias locales en geología, topografía y condición del subsuelo son determinantes para las aceleraciones sísmicas a que se verán sometidas las estructuras. En lo que al suelo (y subsuelo) respecta debe contemplarse la amplificación que sufren las ondas sísmicas en el estrato superficial (de lo que nos ocupamos en esta sección más adelante, y, en forma más extensa, en los Capítulos III y V), la resonancia del terreno con la estructura y la disipación de la energía vibratoria.

Las ondas sísmicas son amplificadas, respecto a la intensidad en la roca basal, cuando sobre ella hay un estrato de material más blando, como se explicó en II.4; se ha encontrado que durante un sismo los estratos que descansan sobre roca son excitados de manera tal que sus vibraciones libres asumen gran importancia. Hay un cierto período predominante (período natural del terreno), que veremos en forma más amplia en II.8, para el que se producen las mayores amplificaciones de las ondas sísmicas, siendo así que si el período de la estructura (período del primer modo) coincide con el mencionado (o por lo menos está próximo uno al otro) se puede obtener gran aceleración por resonancia. Esto se comprobó en el sismo de Tonankai, ya que se graficó la relación existente entre proporción de daños en edificios de madera versus período predominante del terreno, para las márgenes de los ríos Kiku

y Tenryu. Se observó que la mayor cantidad de daños ocurriría en aquellos lugares donde el período predominante del terreno era de .4 segundos, que coincidía con el período de las edificaciones mencionadas

La disipación de la energía vibratoria es importante para que el daño sobre una estructura sea minimizado. El suelo transmite ondas sísmicas a una estructura, viajando éstas hasta lo alto de ésta. De allí son reflejadas y, al llegar a la cimentación, parte es transmitida al suelo. La parte transmitida dependerá de la relación de rigidez suelo-estructura. Si ésta es más rígida que el suelo impondrá sus vibraciones y se producirá un efecto beneficioso como es el de la disipación de energía. Así para estructuras muy rígidas descansando en suelo blando es importante la cantidad de energía disipada de esa manera.

En el sismo mencionado los rígidos godowns (almacenes), que eran estructuras de madera con gruesos muros de barro, que descansaban sobre suelo blando sufrieron menos daño que las casas (más flexibles) de madera descansando sobre el mismo tipo de suelo.

Cuando el período de vibración del edificio es menor que el natural del suelo vibrando, aquel tiene tiempo de distribuir las tensiones en toda su altura antes de que se vea sujeto a un nuevo impacto. En este caso, de producirse, la falla ocurrirá en la cimentación (fig. 19).

Si el edificio tiene un período natural más largo que el del suelo el nuevo impacto llegará cuando los esfuerzos sís

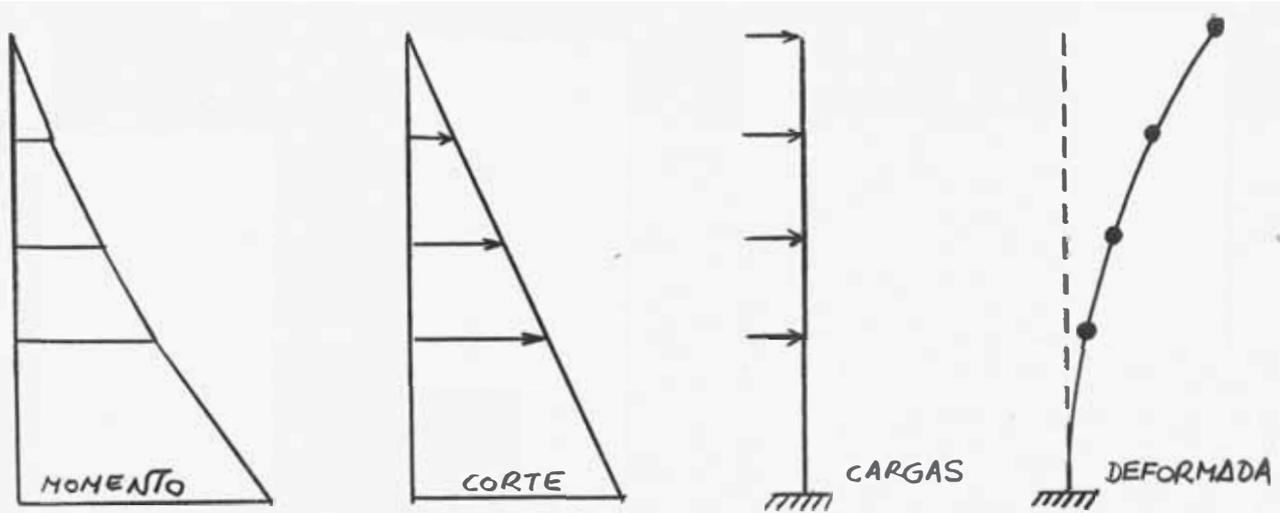


FIG. 19

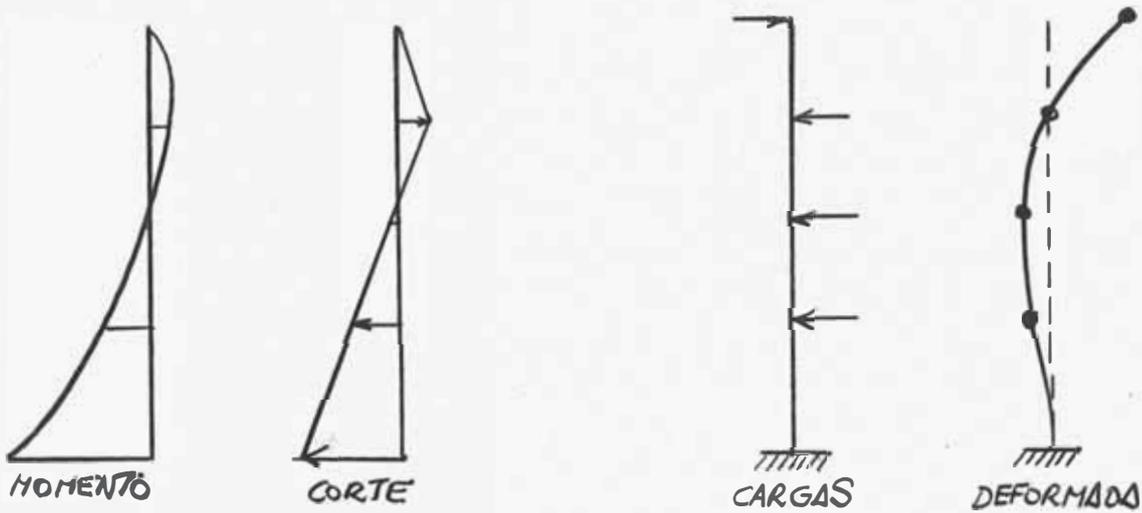


FIG. 20

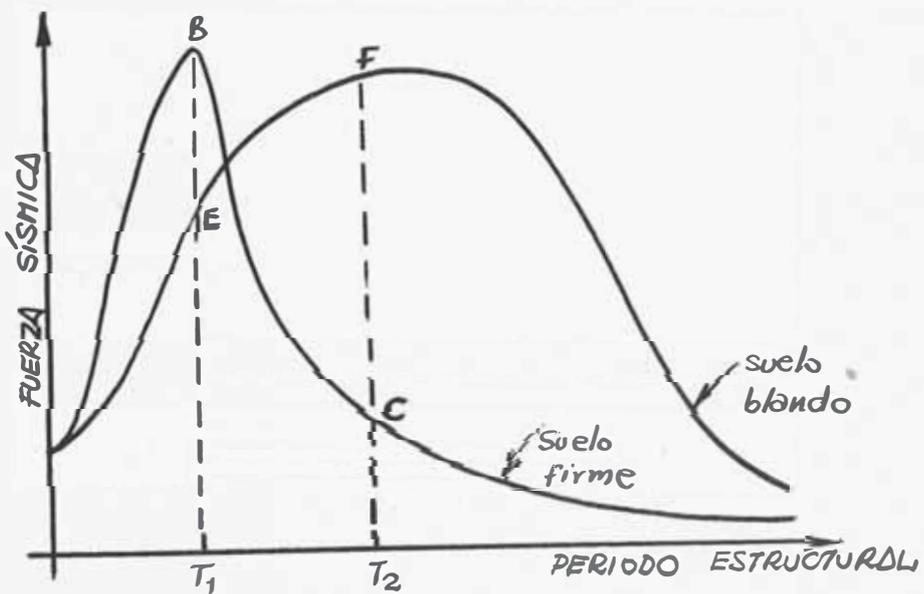


FIG. 21

micos no han acabado de distribuirse en toda la altura produciéndose diagramas como los mostrados en la figura 20, produciéndose chicoteo y la falla, de existir, ocurrirá en un cierto entrepiso.

La influencia del tipo de suelo en los daños estructurales puede enfocarse desde otro punto de vista, como es el de los espectros. Definiremos primero este último término. El espectro de un sismo es la envolvente de las máximas respuestas (llámense desplazamientos, velocidades ó aceleraciones) de una estructura elástica, con ó sin amortiguamiento, cuyo período natural de vibración se hace variar dentro del rango de los períodos de vibración de las estructuras reales, cuando a esta estructura se le somete a la acción del registro de un sismo dado. Se acostumbra considerar períodos entre .1 y .3 segundos y amortiguamientos que oscilan entre 0 y 10% del crítico.

Los espectros de aceleración para suelos blandos y duros tienen formas ya establecidas (digamos clásicas), como se esquematiza en la figura 21. Para una cierta estructura la fuerza sísmica (aceleración) será grande (puntos B y E) independientemente del tipo de suelo; sin embargo la energía disipada por la estructura en forma de fallas locales (rajaduras por ejemplo) hará aumentar el período de la estructura desde  $T_1$  hasta  $T_2$ . En el caso de suelos firmes la fuerza sísmica que seguirá actuando sobre la edificación disminuirá notablemente, mientras que en el caso de suelos blandos la acción sísmica puede aún incrementarse (punto F) llegando probablemente al colapso de la estructura.

En forma cualitativa se puede relacionar<sup>(7)</sup> el tipo

de suelo con los efectos que causan los sismos, tal como se grafica en la figura 22.

Como una manera de tomar en cuenta los efectos desfavorables que trae consigo un suelo se prepararon (Takahashi, 1951) coeficientes sísmicos de acuerdo a la geología del sitio de la edificación, habiéndose especificado:

Tierras pantanosas	-----	1.5
aluvionales	-----	1.0
diluvionales	-----	.7
terciarias	-----	.4

## II.8 EL PERIODO PREDOMINANTE DEL TERRENO Y LAS MICROTREPIDACIONES

Se ha establecido (y lo veremos más adelante con marcado énfasis) que las ondas sísmicas son amplificadas, respecto a su intensidad en la roca basal, al atravesar los estratos más blandos que se encuentran cerca de la superficie. Mediante el empleo

de la teoría de propagación de las ondas elásticas se ha determinado la relación que existe entre la amplitud en la superficie respecto a la correspondiente en la roca basal. Tal relación es función del espesor del estrato (H) y de la cantidad  $\alpha$

$\alpha = \rho_2 v_2 / \rho_1 v_1$ , donde  $\rho$  es la densidad y  $v$  la velocidad de las ondas S (el subíndice 1 se refiere a la roca y el 2 al estrato superficial). Las curvas de la amplificación versus el cociente  $H/V_2$  para varios valores de  $\alpha$  se acampanan (alcanzan su máximo) para  $H/V_2 = .25$  (el máximo de cada curva es mayor mientras menor sea el

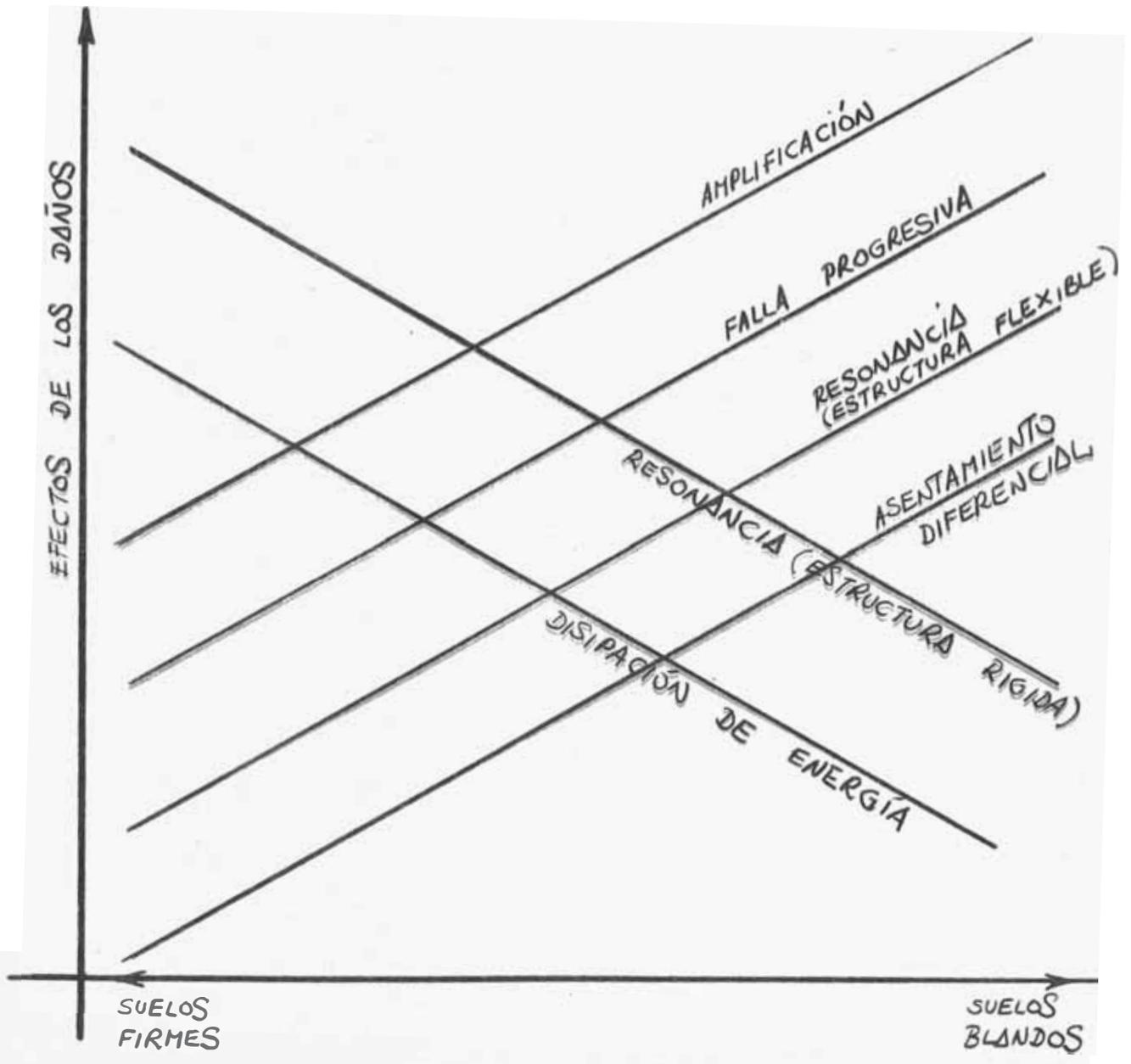


FIG. 22

valor de  $\alpha$ , i.e. mientras más blando el estrato superficial). Esto indica que la máxima amplificación se produce para un período de  $4H/v_2$ , cantidad a la que se ha dado en llamar período predominante del estrato. En general, para un estrato sedimentario no confinado, se ha encontrado que los períodos de los diversos modos son :

$$T = \frac{4H}{v_2} \sqrt{\frac{1}{n^2 - \frac{\rho}{G}}} \quad (II-1)$$

donde  $n$  es número del modo,  $\rho$  es la densidad (cociente del peso específico entre la gravedad) y  $G$  el módulo de corte. La expresión anterior da, para  $n$  igual a 1, el período predominante del terreno.

Se tuvo evidencia de este período predominante a fines del siglo XIX, poco después de inventado el sismógrafo en Japón. De los registros de sismógrafos de desplazamiento se encontró que los ripples (ondas de período corto y pequeña amplitud) se superponían a las ondas de período más largo y mayor amplitud. Se estableció que las características de tales ripples eran particulares de cada terreno, suponiéndose que eran ondas generadas cerca a la superficie. Así también, usando sismógrafos de aceleración, se determinó que hay un período característico de cada terreno, que era justamente el predominante ya mencionado. Se ha visto ya en II.7 la forma de los espectros de aceleración para terrenos firmes y para blandos, lo que ha sido establecido desde 1,934, observando los registros del sismo de Nogeyama (Japón); para el mencionado terremoto se obtuvieron grandes aceleraciones, en terrenos firmes, para un estrecho rango de períodos desde .3 a .4 segundos, mientras que para

terrenos suaves existieron grandes aceleraciones para un rango amplio que iba desde .2 a 1.5 segundos.

En el terremoto de El Centro (E.E.U.U.) en 1,940 el acelerograma muestra, después de los grandes movimientos iniciales 150 doble inversiones de la aceleración durante 27 segundos. Tales inversiones tenían una duración similar, aunque los máximos eran diferentes; Esto indica la presencia de una vibración sostenida de período  $27/150 = .207$  segundos. Se observó asimismo que el acelerograma dió, al efectuar el espectro, grandes aceleraciones alrededor de los .2 segundos de período. Estos dos hechos se pueden relacionar después de exponer lo que sigue. Al analizar la geología del lugar se encontró un estrato blando superficial (arcilla oscura) descansando sobre el otro mucho más rígido. De acuerdo con esto el estrato superficial debería vibrar libremente luego de las vibraciones forzadas que la imprime el más rígido; de acuerdo con las propiedades del suelo del lugar el período predominante (calculado usando II.1) es .207 segundos. Al parecer no queda otro camino que atribuir a la vibración libre del estrato superficial las grandes aceleraciones presentes en los acelerogramas para períodos cercanos al predominante. Esto ha sido comprobado<sup>11</sup> para suelos de un solo estrato temiéndose que el espectro de aceleración de un sismo es bastante similar a la curva frecuencia-período de las microtrepidaciones (concepto éste que pasamos a explicar inmediatamente).

El suelo se encuentra siempre en un permanente estado de vibración, imperceptible para las personas, con amplitudes del orden del micrón y períodos variados de hasta 2 segundos. Las

investigaciones realizadas han demostrado que tales vibraciones, llamadas microtrepidaciones, tienen curvas período versus frecuencia (# de veces que ocurren tales períodos) características de cada terreno, en relación estrecha con la forma y composición del suelo. Se pueden dar como cifras aproximadas, que darán una idea de lo expresado, las siguientes :

terrenos duros	aparece un pico entre	.1 a .2 segundos
firme diluvional.	"	.. .2 a .4 "
suave aluvional	..	aparecen picos entre .3 a .6 "
terreno suave y		
da gran potencia	entre	.2 a 1 "

La similitud entre las curvas frecuencia-período de microtrepidaciones y acelerogramas, para un mismo lugar, se explica en la vibración libre de los depósitos sedimentarios ya que, siendo libre el movimiento vibratorio, sus modos naturales de vibrar no tienen por que ser diferentes en sismos y en microtrepidaciones. De observaciones realizadas en 70 puntos de California, 2 en Washintong, 2 en Montana y 1 en Nevada se llegó a las siguientes conclusiones :

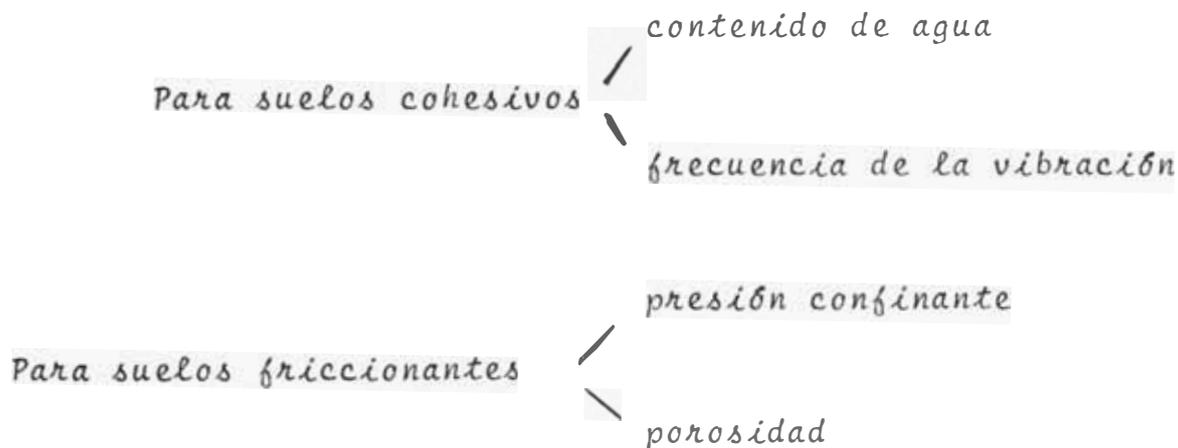
- cuando el suelo posee un solo estrato (i.e. un sólo cambio de elasticidad en la interfase suelo-roca) las curvas frecuencia-período de movimientos sísmicos y de microtrepidaciones tienen un sólo pico;
- cuando la estratificación es múltiple entre cada pico de los movimientos sísmicos de varias intensidades y las microtrepidaciones,

hay ligeras diferencias debido a las reflexiones múltiples que provocan las varias interfases, ocasionándose interferencias.

## II.9 EL SUELO ANTE CARGAS REPETIDAS : LA LICUACION DE LA ARENA.-

En general los suelos reducen su resistencia al corte ante la presencia de cargas repetidas, en sólo un pequeño número de ciclos. Las ondas S son las causantes principales de las deformaciones sísmicas de los suelos, haciéndose la analogía en el laboratorio de esfuerzos de corte cíclicos bajo esfuerzo normal constante. Si bien es cierto que los sismos causan aceleraciones verticales del orden de 3/10 del valor de la aceleración de la gravedad se ha establecido que no son suficientes para producir densificaciones del suelo. Son las aceleraciones horizontales las que causan los esfuerzos de corte que producen diferentes efectos en los distintos tipos de suelo, según describimos líneas abajo.

Es conveniente mencionar que el valor de G, módulo de rigidez al corte, depende de :



(Inclusive se ha llegado a establecer que, para estos últimos suelos, el valor de G se determina mediante la ecuación :

$$G = A (B-n) \sigma_0^{.5}$$

donde  $n$  es la porosidad,  $\sigma_0$  es la presión confinante media y  $A$  y  $B$  son constantes experimentales).

La relación entre el esfuerzo permanente (sostenido), esfuerzo cíclico y número de ciclos de esfuerzos que causan la falla de un suelo de arcilla limosa depende de :

- naturaleza de las condiciones de carga (uni o bidireccional)
- frecuencia y duración de esfuerzos pulsatorios
- número de pulsaciones
- forma de las pulsaciones (condición no muy influyente)

Para una arcilla limosa compactada, con 95% de saturación, se obtuvieron como conclusiones que, a frecuencia y duración constantes de los esfuerzos pulsatorios, la magnitud de las deformaciones dependen de tres factores :

- magnitud del esfuerzo sostenido
- magnitud del esfuerzo cíclico superpuesto
- # de pulsaciones aplicadas.

Para una arcilla suave con resistencia normal a la compresión de  $.4 \text{ K/cm}^2$  y una resistencia transitoria de  $.77 \text{ K/cm}^2$  en  $.1$  segundo se obtuvo lo siguiente : se cargó hasta los  $2/3$  de la deformación de falla normal, luego se aplicaron 20 pulsos que elevaron los esfuerzos por encima de la falla normal pero por debajo de la transitoria, obteniéndose que en el pulso 21 la muestra falló. Se obtuvo como resultado que con sólo el 56% de la resistencia transitoria y con 20 ciclos se consiguió la falla.

Sobre la arena explicaremos brevemente lo relativo al fenómeno de la licuación de la arena. Los suelos no cohesivos, de los que la arena es el principal exponente, se compactan por vibración (que es justamente el principio empleado en los rodillos vibratorios). Cuando la arena saturada se somete a una vibración moderna pierde su resistencia al corte convirtiéndose a un estado similar al líquido, fenómeno conocido como licuación de la arena. Veremos que esta llamada licuación se clasifica en local y general.

A pesar de la relativamente alta permeabilidad de la arena se puede considerar, en cuanto a acciones sísmicas se refiere, que el fenómeno ocurre en la condición no drenada. Al compactarse (contraerse) la arena, dado que la compresibilidad del esqueleto es alta comparado con la del agua, se incrementará la presión de poros, lo que trae consigo una automática disminución del esfuerzo efectivo que soportan los granos de arena. En este instante se puede decir que la arena se ha licuado. Esto puede, y de hecho muchas veces así ocurre, traer consigo que el agua se vea forzada a ir hacia arriba, reduciendo la resistencia de los estratos superiores. Se ha probado arena suelta en aplicaciones cíclicas de  $1.5 \text{ K/cm}^2$  (positivas y negativas) con una frecuencia de 2 ciclos por segundo y con una presión confinante media de  $5 \text{ K/cm}^2$ . Esta arena saturada era suficientemente permeable para el equilibrio de la presión de poros casi inmediatamente después de aplicado el esfuerzo. El registro conjunto de la presión de poros y de las deformaciones indicó que en 60 ciclos no aumentó la deformación apreciablemente aunque la presión de poros sí lo hizo. Durante los ci-

culos 61 al 63 la presión de poros creció violentamente igualando a la confinante y las deformaciones llegaron al 20%, indicando esto que el suelo se había licuado. Lo que ocurre durante los sucesivos ciclos es un acomodo progresivo de las partículas que forman el suelo con el acompañamiento lógico del aumento de la presión de ros.

Los factores predominantes para que ocurra la licuación de la arena son : topografía del lugar, constitución del subsuelo y características del sismo.

La susceptibilidad de la arena a licuarse está controlada por su densidad relativa (relacionada estrechamente con la proporción de vacíos) que en el campo puede controlarse mediante la prueba de penetración standarsd. Puede ocurrir que la licuación sólo ocurra en profundidades limitadas y no llegue a la superficie teniéndose la licuación local de la arena. Puede ocurrir por el contrario que la arena se licúe hasta una cierta profundidad desde la superficie, llamándose a esto licuación general de la arena. Explicaremos con ejemplos reales los fenómenos que acompañan a ambos típos.

La ciudad de Niigata (Japón) está situada sobre depósitos aluvionales de potencias que van desde los 60 a los 120 metros, consistiendo esencialmente en suelos arenosos con capas delgadas de limo. De los registros de aceleración para el sismo de 1964 se encontró un máximo de 160 gals\* (horizontal) y 50 gals (vertical). Luego de 20 segundos después del impulso principal ocurrieron ondas inusitadamente largas de 6 segundos de período. El agua

---

\* 1 gal = 1 cm/seg<sup>2</sup>

surgió alrededor de los edificios durante el sismo y luego de varios minutos surgió también al nivel del terreno. Algunos edificios cimentados en zapatas aisladas o en pilotes se asentaron 1 metro o más, continuando los asentamientos durante 2 días después del sismo. Mientras que las arenas que se licuaron debido al sismo se consolidaron a un estado más denso, las que no se licuaron se dilataron (disminuyó su densidad) debido al escurrimiento de las otras. Koizumi (1965) comparó los valores N (prueba de penetración standard) en 30 puntos antes y después del sismo en mención obteniendo las profundidades a las que el valor N no cambiaba, obteniendo la máxima profundidad de licuación del orden de los 25 metros. Las observaciones precedentes muestran que la arena se licuó completamente hasta ciertas profundidades desde el nivel del terreno, teniéndose así la licuación general de la arena.

El sismo de Alaska (1964) causó desmoronamientos en gran escala a lo largo de la orilla, resultando severos daños a las obras portuarias y otras. Algunos de ellos se debieron a licuación general, pero otro tipo ocurrió en la calle L y en las alturas Turnagain, en Anchorage. La calle L está cubierta por arena, grava y/o arcilla rígida en espesores de 15 metros. Luego hay una capa delgada de arena, descansando sobre una capa horizontal de arcilla suave. Se cree que la capa delgada se licuó durante el sismo, resultando en un deslizamiento de la masa estable que tenía encima, hacia la bahía. Estos deslizamientos cesaron con el sismo. Las alturas de Turnagain está cubierta por varios metros de grava; debajo hay arcilla mediana desde 30 a 50 metros. Esta arcilla es

muy sensible y contiene numerosas lentes de arena a 15 metros de profundidad. Cuando ocurrió el sismo se licuó la arena produciéndose concentraciones de esfuerzos en la arcilla alrededor de ella, causando la falla. Las licuaciones descritas se desarrollaron sólo en profundidades limitadas, no llegando a aparecer en la superficie, teniéndose así la licuación local de la arena.

El mecanismo de los dos tipos de licuación es el mismo (presión de poros) pero las condiciones después de ella son diferentes en cada caso.

La licuación local de la arena produce fenómenos secundarios como los llamados 'graben'. Cuando ocurre la licuación de los lentes o estratos delgados de arena saturada, sobre los que descansan estratos más firmes, se ha visto que se producen desplazamientos laterales de grandes masas que no ocasionan mayor daño a las estructuras que están sobre ellas. A su vez éstos desplazamientos ocasionan grandes depresiones en la parte posterior, a las que se denomina graban. Las estructuras que están cimentadas en tales depresiones se encuentran sometidas a tales asentamientos diferenciales que provocan, en la mayoría de los casos, el colapso. Podemos citar otros daños provocados por la licuación de la arena :

- flujo del suelo licuado hacia el lado sin confinar;
- variaciones en las fuerzas que ejercen sobre los muros de contención o bien fluyen por los costados de éstos;
- pueden aparecer 'hervideros' si el suelo tiene gran contenido de agua.

II.10 EXPERIENCIAS DE LOS EFECTOS DE LOS SISMOS.- Haremos una breve descripción cronológica de las principales experiencias que se **tienen sobre los efectos de los sismos :**

- 1861 - Mendoza (Argentina), daños materiales y víctimas por deficiente edificación (adobe) sobre un suelo aluvional embebido en agua; Esto se repite en 1920;
- 1865 - San Francisco (E.E.U.U.), grandes daños en edificios construídos sobre suelos fangosos o rellenos ganados al mar; no existieron daños en edificios bien construídos sobre suelos firmes;
- 1868 - San Francisco (E.E.U.U.), daños en la parte baja (rellenos de arena y arcilla de 3 a 24 metros de espesor); se comprobó que los edificios construídos sobre suelos naturales no sufrieron daños serios; existieron desplazamientos horizontales de hasta 90 cms, y grietas de 25 cms. de ancho;
- 1886 - Charleston (E.E.U.U.), desastre en edificios sobre suelos aluvionales; daños leves en edificios con pilotes;
- 1897 - Assam (India), fué el más fuerte que se conoce; desplazamientos horizontales de 4.5 metros, las piedras saltaban de su cavidad y las erupciones de arena y agua (hervideros) dañaron los campos de cultivo; en el terreno blando las casas se hundieron hasta el techo;
- 1906 - San Francisco (E.E.U.U.), ocurrieron daños, en los edificios de la parte baja de la ciudad (suelo blando), 5 a 10 veces mayores que los cimentados en los cerros a 1 Km. de distancia;

- 1906 - Valparaíso (Chile), grandes daños en los suelos sueltos (blandos) saturados de agua;
- 1908 - Kingston (Jamaica), grandes daños por deficiente edificación (mampostería de piedra redonda, mortero pobre, cimientos muy superficiales, falta de amarre entre los techos y las paredes, etc);
- 1913 - Avezzano (Italia), ciudad levantada sobre un suelo aluvional y que fue completamente destruída;
- 1923 - Tokio (Japón), en los suelos aluvionales algo duros se registraron aceleraciones de  $1/11$  g, mientras que en suelo blando la aceleración llegó a  $1/4$  g; la intensidad en los suelos blandos costeros era 5 a 7 veces mayor que en roca;
- 1926 - St. Lawrence (Canadá), grandes daños en los suelos blandos;
- 1926 - Sta. Bárbara (E.E.U.U.), daños por deficiente mano de obra, deslizamiento del dique Sheffield por asentamiento del suelo saturado de agua;
- 1927 - Calexico (E.E.U.U.) depósitos aluvionales de varios centenas de metros de espesor;
- 1929 - Whittier, (E.E.U.U.), daños especialmente pronunciados en edificios sobrealuvionales saturados por las lluvias de la época;
- 1929 - Murchison (Nueva Zelanda), asentamientos;
- 1929 - Mendoza (Argentina), hervideros de arena y grandes daños en suelos saturados por aguas de riego;
- 1930 - Irpino (Italia), grandes daños en suelo duro y roca, provenientes de mala mampostería, mortero pobre de cal, pesados entrepisos mal apoyados;

1931 - Hawkes Bay (Nueva Zelandia), daños en suelo formado por cantos rodados saturados, especialmente en edificios cimentados en zapatas aisladas;

1933 - Los Angeles

1935 - Chile

1947 - Japón

1957 - Méjico

En lo que al Perú respecta se han hecho observaciones de los siguientes sismos :

1963 - Ancash, grado VII; las pendientes aumentaron los daños, no tándose además que el hecho de que las juntas verticales de la mampostería no estaba rellena hizo que los muros dis-  
nuyeran su resistencia al cortante.

1966 - Huacho, las ondas tuvieron una alta frecuencia de vibración (en el espectro se presenta un pico entre los períodos .06 y .08 segundos); por la intensidad de cada ciudad se supuso que si bien el origen de la falla fue frente a Huacho y Huá-  
ra, ésta se propagó hacia el Sur.

1968 - Moyobamba, sismo que se caracterizó por ser superficial (28 Kms.) y de baja magnitud (6.4), lo que explica que la intensidad decreció rápidamente de IX a VII en sólo 40 Kms. Se produjeron grandes deslizamientos de tierra cerca al epi-  
centro;

1969 - Pariahuanca, Junín; se presentó con falla visible (profundi-  
dad focal 400 metros) y estuvo precedido por otros sismos de menor intensidad. La falla tuvo 60 cms., de desplazamien-

to horizontal y 160 de vertical. Algunas casas de madera rodaron cientos de metros cuesta abajo.

1970 - Ancsh; de intensidad VIII causó 70000 víctimas, de las cuales 20000 se debieron al alud de Yungay y las restantes principalmente al colapso de construcciones de adobe (Capítulo IV).

Es de mencionar que en el sismo de 1966 en Huina las construcciones quedaron en un 80% inutilizadas, mientras que, en la misma localidad, no sufrieron daños las cimentadas sobre andesita.

### III.- METODOS PARA DETERMINAR LA AMPLIFICACION DEL SUELO

III.1 METODOS EMPLEADOS PARA DETERMINAR LA AMPLIFICACION DEL SUELO A LAS ONDAS SISMICAS.- Existen en la actualidad esencialmente dos métodos para determinar el efecto del suelo en la amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesarlo. Estos son : el que considera los estratos como masas discretas y el que resuelve la ecuación diferencial de propagación de ondas. No se pretende en este trabajo dar una descripción detallada de ambos, limitándonos a explicarlos suscintamente y dar algunas expresiones ya deducidas; cabe mencionar que el estudio de tales métodos constituye de por sí un trabajo aparte que queda fuera del alcance de éste. Antes de explicarlos daremos las características de ciertos temas que poseen en alguna forma relación con los a tratarse.

III.2 DETERMINACION DE LA VELOCIDAD DE LAS ONDAS DE CORTE MEDIANTE LA PRUEBA DE PENETRACION STANDARD.- Hemos visto (ver 1.7) que hay varios métodos para determinar la velocidad de las ondas de corte  $v_s$ ; todos los descritos se basan en provocar ondas mediante explosiones (usualmente de dinamita). Sin embargo hay casos en que tales pruebas, por limitaciones de alguna índole, no se pueden realizar teniéndose que obtener tal cantidad, para cada estrato (que son los valores que comúnmente se requieren), por otros medios. Uno de ellos se basa en la llamada prueba de penetración standard,

que pasamos a describir a continuación.

En Chimbote (ver Capítulo IV, sección 1) no se pudieron efectuar explosiones para hallar las velocidades de las ondas de corte, haciéndose en su lugar pruebas de penetración, de las llamadas tipo A. La perforación se hizo progresar mediante un chorro de agua fresca proveniente del taladro, el que tenía 2 pulgadas de diámetro, y una funda de 3 pulgadas que soportaba las paredes del hueco. Las pruebas de penetración se realizaron al fondo del hueco enfundado, usando un peso de 220 libras (100 kilos) cayendo de 20 pulgadas.

Este ensayo de penetración no es el llamado estándar, el cual se distingue del anterior en que no lleva funda y la perforación se hace mediante rotación, usándose el lodo como lubricante. El peso es de 140 libras y cae desde una altura de 30 pulgadas, siendo el diámetro del taladro 1.6 pulgadas. Se denominan con  $N'$  y  $N$ , respectivamente, el número de golpes (caídas) que tienen que ocurrir para que la cuchara se hunda 1 pie (30 cms.). Se ha encontrado que una buena relación entre los valores mencionados es la dada a continuación :

$$N = .88 N' \quad (III-1)$$

La relación entre los valores  $N$  (o  $N'$ ) y la velocidad de las ondas de corte se realiza mediante fórmulas empíricas, siendo la empleada en el Estudio de la Misión Japonesa sobre la microzonificación sísmica de Chimbote la que sigue :

$$v_s = 76 N^{.39} \text{ mts/seg.} \quad (III-2)$$

siendo el valor  $N$  el de la prueba standard.

III.3 EL SISMO ARTIFICIAL MAS SIMPLE : EL RUIDO BLANCO A este sismo 'de Laboratorio' se le puede considerar el terremoto artificial más simple. El ruido blanco equivalente a un sismo severo puede darse por la expresión que sigue :

$$\ddot{y}(t) = 15 \sum_{n=1}^{100} \cos \left\{ 2\pi (10t/n + \varphi_n) \right\} \text{ cms/seg}^2 \quad (\text{III-3})$$

donde  $\varphi_n$  es un número aleatorio mayor o igual que cero y menor o igual que 1. Se le asumen 10 segundos de duración, encontrándose que contiene frecuencias desde .1 a 10 ciclos por segundo distribuidas uniformemente.

En el Estudio de la ciudad de Chimbote mencionado líneas arriba se hizo uso del ruido blanco ('white noise').

III.4 FÓRMULAS EMPIRICAS PARA LAS RESPUESTAS ESPECTRALES.- Se han establecido ciertas fórmulas basadas en la experiencia para anticipar las respuestas espectrales del terreno. Tenemos por ejemplo la siguiente<sup>1</sup>:

$$D = \frac{T}{\sqrt{\left\{1 - (T/T_0)\right\}^2 + \left\{\frac{.1 T}{T_0}\right\}^2}} \times \text{constante} \quad (\text{III-4})$$

donde  $T$  es el período predominante del terreno y  $T_0$  el de las ondas incidentes, que da la forma de variación de los desplazamientos para diferentes tipos de suelos.

Para los sismos registrados en Japón el espectro de respuesta promedio se puede dar mediante la expresión siguiente<sup>2</sup>:

$$\bar{S}_v = \frac{S_v}{T_0 \ddot{y}_{om}} = p \lambda \sqrt{\frac{\lambda^2 + r}{(\lambda^2 - 1)^2 + q \lambda^2}} \quad (III-5)$$

donde  $\bar{S}_v$  es un valor adimensional del espectro de respuesta de velocidad,  $S_v$  es el valor del espectro de respuesta de velocidad,  $T_0$  es el período para el cual se tiene la mayor respuesta espectral de la velocidad,  $\lambda$  es el cociente entre  $T$  (período del sistema) y  $T_0$ ,  $\ddot{y}_{om}$  es la máxima aceleración del movimiento sísmico, mientras que  $p$ ,  $q$  y  $r$  son funciones exclusivas de la relación de amortiguamiento y vienen dadas por las expresiones siguientes :

$$\begin{aligned} p &= .14 / (1 + 2.5 \sqrt{h}) \\ q &= .5 \left[ (1 + 2.5 \sqrt{h}) / (1 + 5.5 \sqrt{h}) \right]^2 \\ r &= 11 \end{aligned} \quad (III-6)$$

$h$  = relación de amortiguamiento

El espectro de respuesta expresado en III-5 será el dado en la roca, y a partir de él pueden obtenerse el espectro de desplazamiento  $S_D$  y el de aceleraciones  $S_a$ , mediante :

$$\begin{aligned} S_D &= T / 2\pi S_v \\ S_a &= 2\pi / T S_v \end{aligned} \quad (III-7)$$

También el ruido blanco puede tomar en cuenta el efecto del suelo, asumiendo una función de transferencia como la siguiente :

$$H = (T/T_G) \sqrt{\frac{3(T/T_G)^2 + 1}{3\{(T/T_G)^2 - 1\}^2 + (T/T_G)^2}} \quad (III-8)$$

cuya gráfica para tres períodos del terreno es la figura 23.

### III.5 LIMITACIONES DE LA TEORÍA DE ELASTICIDAD LINEAL AL APLICARLA

#### A LA DINÁMICA DE LOS SUELOS .- Es obvio que el cálculo de la

respuesta dinámica de un sistema suelo estructura ante una sollicitación cualquiera, sea sísmica o bien proveniente de la misma edificación, requiere conocer las propiedades elásticas del terreno. El comportamiento de los suelos ante acciones repetidas como son las sísmicas se ha observado que tiene relaciones esfuerzo-deformación-tiempo no lineales. El considerar este hecho trae consigo tales complicaciones matemáticas que usualmente se asume un comportamiento elástico perfecto del suelo. Se asume asimismo que el suelo es homogéneo e isotrópico; la primera consideración es bastante cierta cuando los elementos volumétricos considerados tengan dimensiones comparativamente grandes respecto a las dimensiones de las partículas que constituyen el suelo; puede considerarse la isotropía debido a que en realidad las partículas se encuentran distribuidas al azar en la masa del suelo, aunque sobre esto cabe hacer una excepción. Ella ocurre en los suelos cuyo proceso de formación ha sido sedimentario, i.e. en los suelos estratificados, en los que las par

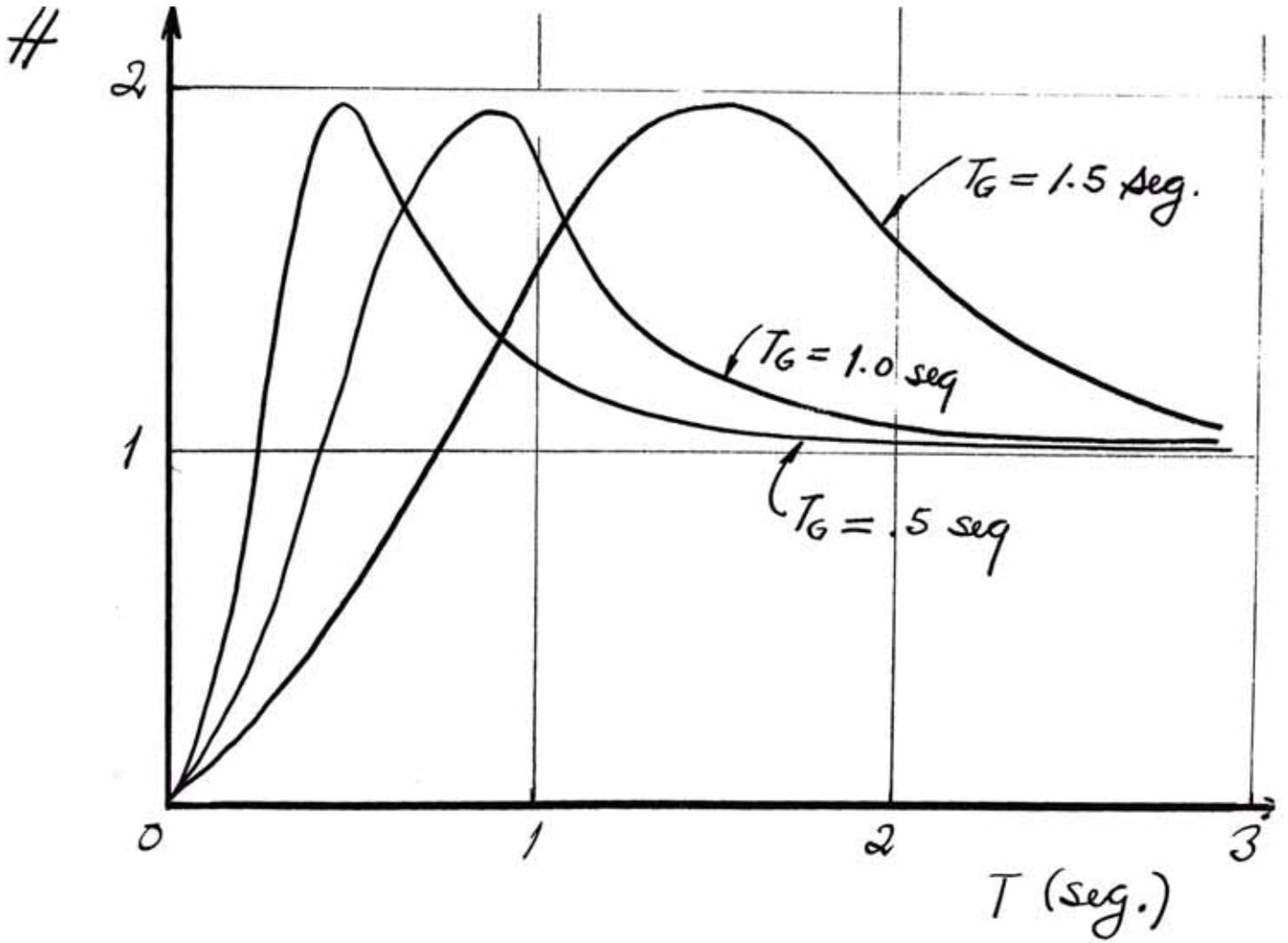


FIG. 23

tículas se encuentran orientadas en una cierta dirección haciendo que las propiedades en la dirección vertical sean distintas a las de la dirección horizontal.

Los principales factores que limitan la aplicación del modelo elástico lineal en el comportamiento dinámico de los suelos naturales son los siguientes :

- nivel de esfuerzos : es conocido que los parámetros elásticos dependen del nivel de esfuerzos (siendo esto cierto no sólo para los suelos sino para muchos otros materiales); es así que se ha encontrado que el módulo de elasticidad es, bajo ciertas condiciones, una función creciente de los esfuerzos efectivos, ocurriendo esto tanto en los suelos friccionantes como en los cohesivos; se ha encontrado que el valor del módulo de rigidez no es constante dependiendo del esfuerzo normal actuante, así también el valor del módulo de Poisson aunque su valor no varía apreciablemente para esfuerzos normales pequeños; se ha encontrado también que el módulo de elasticidad se incrementa cuando el nivel de los esfuerzos alternativos decrece, decreciendo cuando las presiones de confinamiento disminuyen; se han realizado ensayos en arena Ottawa encontrándose que el módulo de elasticidad crecía rápidamente cuando crecía la presión confinante;

- estructura de los suelos : los suelos tienen, estrechamente ligado a sus propiedades elásticas, cierta capacidad de amortiguación de las ondas que lo atraviesan (i.e. de disipación de energía); se ha establecido que una disminución del valor del módulo de elasticidad incrementa la capacidad disipativa del terreno, factor esen-

cial en los suelos de tipo cohesivo;

- historia de cargas : se requiere conocer los esfuerzos soportados por el suelo en todo el proceso de su formación ya que aquellos ocasionan efectos (puede entenderse deformaciones) de tipo irreversible;

- efectos del tiempo : se ha establecido que, para esfuerzos repetitivos, las propiedades elásticas del suelo dependen de la velocidad de aplicación de las cargas; (sobre esto ya hemos hecho referencia en la sección II.9).

III.6 METODO DE LAS MASAS DISCRETAS.- En esencia consiste en idealizar un sistema estratificado continuo a uno consistente en un sistema de masas discretas unidas (procedimiento similar al realizado en el análisis sísmico de edificaciones).

Se ha visto ya<sup>(8)</sup> que la similitud entre las formas de las curvas espectrales de un sismo y las curvas frecuencia-período de las medidas de microtrepidaciones es bastante cercana. Se ha establecido<sup>(3)</sup> asimismo la importancia que tienen las vibraciones libres de los estratos que se encuentran sobre la roca en la explicación de la amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesar aquellos. Ahora bosquejaremos cual es el procedimiento que se sigue al usar este método, sin pretender especular acerca de él.

Consideremos un sistema estratificado cualquiera como el mostrado en la figura 24, en la cual  $h_i$  representa la potencia del estrato  $i$ ésimo,  $\gamma_i$  su peso específico,  $G_i$  su módulo de rigidez al corte, y  $O_i$  la posición del centro de gravedad. Las hipóte -

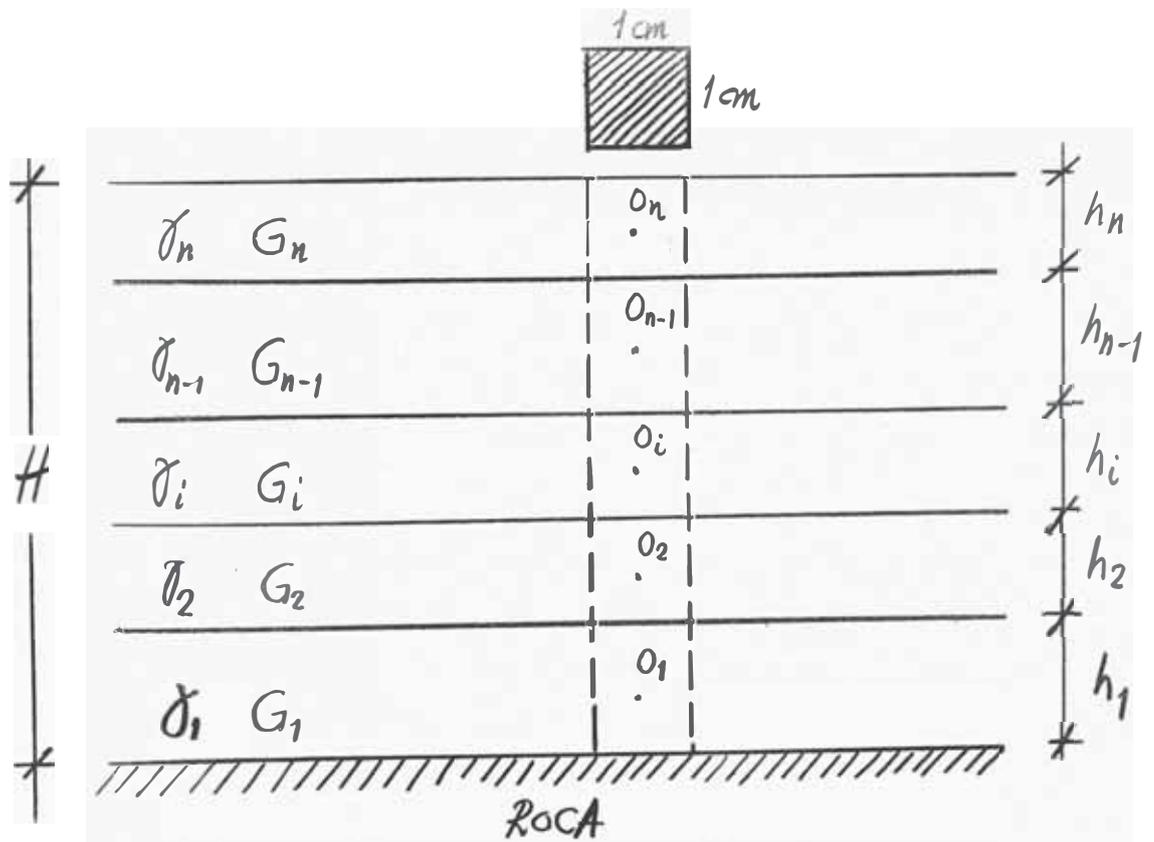


FIG. 24

sis de que se hacen uso son las siguientes :

- se asume que la estratificación es lo suficientemente extensa que permita desprestigiar el posible efecto de confinamiento que le comuniquen estratificaciones vecinas (a este respecto cabe mencionar que se ha encontrado<sup>9</sup> que cuando la relación entre la potencia total  $H$  del depósito y la longitud  $L$  de éste es pequeña, se puede considerar como libre; numéricamente para relaciones 1 a 10 el error cometido con esta hipótesis es de 6.35%, siendo la relación mencionada cumplida con exceso por la mayoría de los depósitos de la Naturaleza);
- se asume que los estratos se deforman solamente en el modo cortante (i.e. no se flexan);
- se asume que las masas están concentradas en el centro de gravedad de cada estrato (puntos  $O_i$ );
- se asume una relación esfuerzo-deformación lineal.

Se calculan, para un prisma de  $1 \text{ cm}^2$  de sección, las masas de cada estrato, cantidades que llamaremos  $M_i$  (puede formarse una matriz diagonal con tales valores; el orden de tal matriz sería  $n \times n$ ).

Luego es necesario conocer los diferentes coeficientes de rigidez,  $k_{ij}$ , que formarían una matriz banda de orden  $n \times n$ , ya que estamos considerando sólo modo cortante. Estos coeficientes de rigidez, funciones de los módulos de rigidez y de las potencias de los estratos, se determinan en forma similar a la efectuada para las estructuras.

llamando  $G_i$  al desplazamiento del punto  $O_i$ , consi-

derando que los desplazamientos son de la forma  $A_i \sin \omega t$  ( $\omega_i$  es la frecuencia del modo considerado) y aplicando el principio de D' Alembert se obtiene un producto matricial igual a la matriz nula :

$$\begin{bmatrix} \text{función de} \\ k_{ij}, \omega^2, M_i \end{bmatrix} [A_i] = 0 \quad \text{(III-9)}$$

Obviamente que la segunda matriz no puede ser nula (tendríamos el caso de reposo) luego habrán ciertos valores de  $A_i$  que harán nulo el producto. En ese caso el determinante de tal producto debe ser cero con lo que se obtiene una ecuación de grado  $n$  (donde  $n$  es el número de estratos y, por consiguiente, el número de modos) en  $\omega^2$ . Esta ecuación, resuelta, dará las  $n$  frecuencias de cada uno de los modos; con estos valores de la frecuencia y asumiendo  $A_n = 1$  se tendrán  $n-1$  ecuaciones con  $n-1$  incógnitas que darán, para cada valor  $\omega_i$ , la forma de modo correspondiente.

Debe notarse que en el desarrollo no se ha aplicado la condición real de existencia de amortiguamiento a cada estrato, lo que redundaría en un término más en la expresión que resulta de aplicar el principio de D' Alembert.

III.7 METODO DE LA SOLUCION CONTINUA.- Si se considera al suelo como un medio continuo (como en realidad lo es salvando las superficies de separación de estratos) se tendrá que resolver la ecuación de propagación de onda para determinar la amplificación que sufren las ondas sísmicas.

Si consideramos primero el caso de un sólo estrato de propiedades  $H$  (potencia),  $\gamma_s$  (peso específico),  $u_s$  (desplazamiento),  $\eta_s$  (coeficiente de viscosidad),  $C_s$  (velocidad de ondas de corte) y  $G_s$  (módulo de rigidez) descansando sobre un medio elástico como la roca con propiedades que llamaremos con el subíndice  $r$ , tendremos el caso de un suelo formado por un simple estrato.

Considerando ondas SH propagándose verticalmente se tendrá que, al llegar a la superficie de separación suelo-roca, parte de ellas serán transmitidas al suelo y parte reflejadas regresando a la roca. Al llegar las ondas, las que ya se encuentran viajando en el suelo, a la superficie libre serán totalmente reflejadas.

Las ecuaciones de movimiento de las ondas viajando

en cada medio (6) serán :

$$\frac{\gamma_r}{g} \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} = G_r \frac{\partial^2 u_r}{\partial x^2} + \eta_r \frac{\partial^3 u_r}{\partial x^2 \partial t}$$

$$\frac{\gamma_s}{g} \frac{\partial^2 u_s}{\partial t^2} = G_s \frac{\partial^2 u_s}{\partial x^2} + \eta_s \frac{\partial^3 u_s}{\partial x^2 \partial t}$$

(III-10)

ecuaciones ya vistas en I.4, teniendo ahora un nuevo término correspondiente al amortiguamiento viscoso que sufren.

Se ha visto también que las soluciones a tales ecuaciones, esto es, los desplazamientos en suelo y roca vendrán dados por ecuaciones de la forma :

$$\begin{aligned} u_s &= B e^{i(pt-hs x)} + C e^{i(pt+hs x)} \\ u_r &= E_0 e^{i(pt-h_r x)} + A e^{i(pt+h_r x)} \end{aligned} \quad (III-11)$$

donde  $p=2\pi/T$  ( $T$  es el período de las ondas), y el eje  $x$  está dirigido hacia arriba :

$$h_r^2 = \frac{\gamma_r/g \ p^2}{(G_r + i \nu_r p)} \qquad h_s^2 = \frac{\partial s/g \ p^2}{(G_s + i \nu_s p)}$$

Las constantes  $A$ ,  $B$  y  $C$  se pueden calcular aplicando condiciones de frontera tales como :

- igualdad de desplazamientos en la interfase;
- igualdad de esfuerzos en la interfase (expresando así la continuidad);
- esfuerzo nulo en la superficie libre.

Aplicando esas condiciones se obtiene<sup>(6)</sup> la expresión :

$$\frac{u_s}{u_r} = \frac{2}{\sqrt{\Phi_1^2 + \Phi_2^2}} \quad (III-12)$$

donde :

$$\Phi_1 = \cos P \cosh Q + \sqrt{\frac{G_s \gamma_s}{G_r \gamma_r}} (R \cos P \sinh Q - S \sin P \cosh Q)$$

$$\Phi_2 = \sin P \sinh Q + \sqrt{\frac{G_s \gamma_s}{G_r \gamma_r}} (R \sin P \cosh Q + S \cos P \sinh Q)$$

$$\left. \begin{matrix} P \\ Q \end{matrix} \right\} = pH \sqrt{\frac{\gamma_s}{G_s}} \left\{ 1 + \left( \frac{n_s p}{G_s} \right)^2 \right\}^{-1/4} \left\{ \begin{matrix} \cos \\ \sin \end{matrix} \left( \frac{1}{2} \operatorname{tg}^{-1} \frac{n_s p}{G_s} \right) \right\}$$

$$\left. \begin{matrix} R \\ S \end{matrix} \right\} = \left\{ 1 + \left( \frac{n_s p}{G_s} \right)^2 \right\}^{-1/4} \left[ \frac{n_s p}{G_s} \left\{ \begin{matrix} \sin \\ \cos \end{matrix} \left( \frac{1}{2} \operatorname{tg}^{-1} \frac{n_s p}{G_s} \right) \right\} \begin{matrix} + \cos \\ - \sin \end{matrix} \left( \frac{1}{2} \operatorname{tg}^{-1} \frac{n_s p}{G_s} \right) \right]$$

Considerando que la viscosidad de la roca es nula y que la del estrato superficial es mucho menor que 1 Kansi ha graficado el resultado de III-12 para dos casos, un estrato de 5 metros y uno de 25, que se pueden observar en la fig. 25.

Puede notarse que la amplificación se ha definido como el desplazamiento en la superficie respecto al correspondiente desplazamiento en la roca (por ejemplo en un afloramiento de la roca basal). Sin embargo la amplificación puede definirse de otra manera, como la relación entre el desplazamiento en la superficie y el correspondiente en la interfase. Roesset<sup>(9)</sup> ha establecido, considerando viscosidad cero para ambos medios, que el primer modo de definir la amplificación conduce a la expresión :

$$A_1(p) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 pH/C_s + \mu \sin^2 pH/C_s}} \quad (\text{III-13})$$

donde  $\mu$  es igual a  $\gamma_s C_s / \gamma_r C_r$ . Puede comprobarse que la expre -

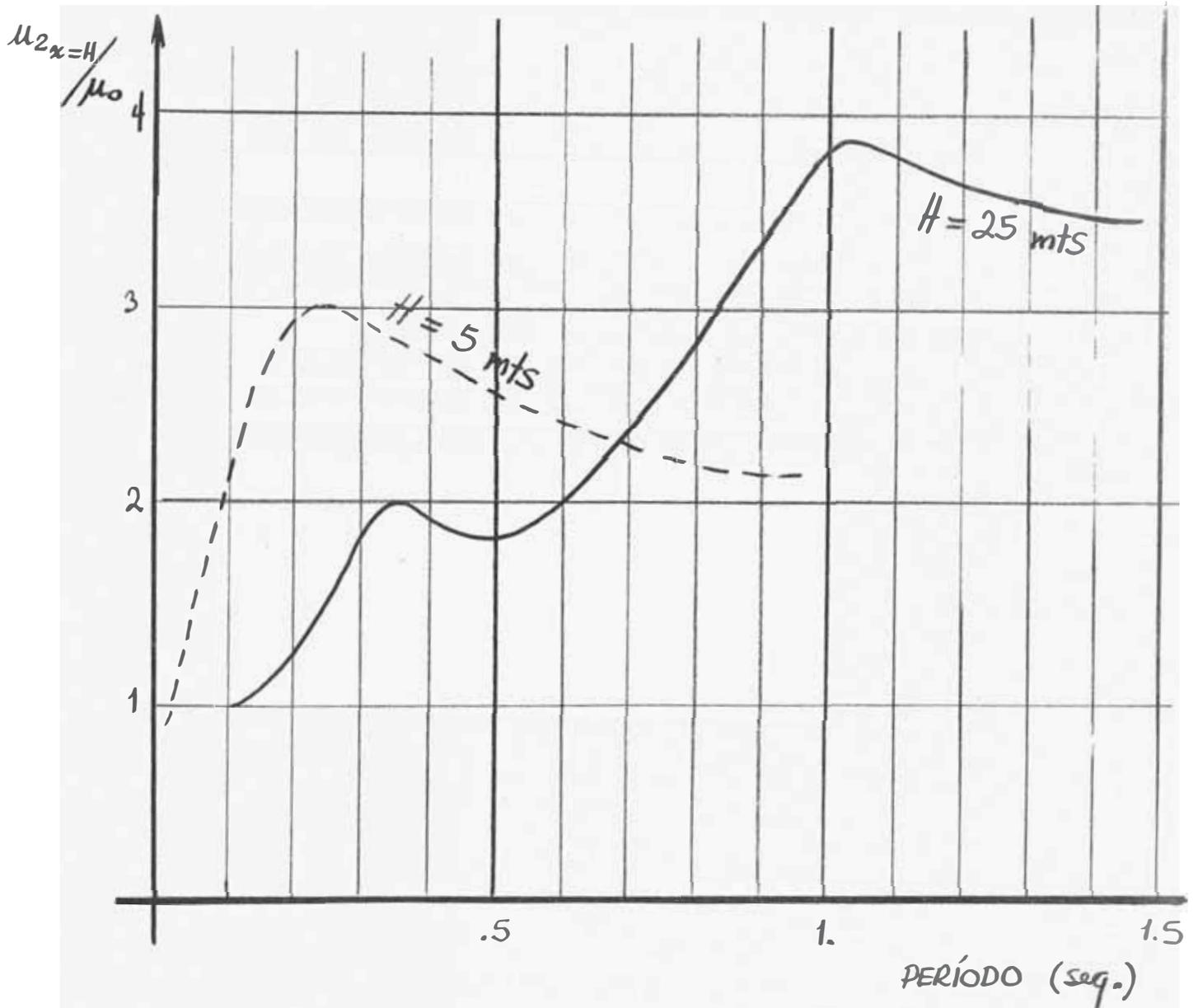


FIG. 25

sión para  $A_1$  nunca se hace infinita, pero si presenta sus máximos y mínimos (figura 23). La segunda manera de definir la amplificación conduce a la expresión :

$$\left| A_2 (p) \right| = 1 / (\cos p H / C_s) \quad (III-14)$$

que si se hace infinita para valores de la frecuencia dados por II.1, Esto es, para valores iguales a las frecuencias naturales del estrato.

(Se puede notar que la expresión (III-13) es la misma que aparece en el Reporte de la Misión Japonesa para calcular la amplificación de la superficie a una excitación de ruido blanco, pero el autor de ese desarrollo, Prof. Estuzo Shima, define la rigidez del estrato en forma compleja que incluye el coeficiente de amortiguamiento, asimismo la velocidad en ambos medios la hace compleja incorporando dicho coeficiente).

Se debe notar también que  $A_1$  es siempre menor que  $A_2$  ya que en un caso se compara el desplazamiento en la superficie con el de un afloramiento, mientras que en el segundo caso se compara con el desplazamiento en la interfase que tiene una energía menor ya que parte se disipa como radiación transmitida en la roca (perdiéndose en el medio mencionado).

Kanai<sup>(8)</sup> ha aplicado la fórmula III-12 considerando viscosidades nulas, graficando la amplificación versus el período (similar a la figura 23) para 4 sitios de E.E.U.U. Observó que siempre aparecía un máximo para el período del estrato superficial

mientras que no siempre ocurría eso para el período del estrato intermedio entre el superficial y la roca. Comparando las curvas mencionadas con los espectros de aceleración para los mismos lugares se observó que ambas curvas conservaban la misma forma, textualmente : " la forma del espectro de desplazamiento de movimientos sísmicos en la superficie, calculado bajo la suposición de que ondas de amplitud unidad inciden en suelo estratificado de un medio elástico puro (roca quizá) y que realizan reflexiones múltiples, es similar a la forma del espectro de aceleración esperado en el mismo terreno".

El desarrollo anterior, considerando sólo un estrato sobre la roca, puede extenderse a un número  $n$  de estratos. El procedimiento seguido, que es similar al ya descrito, se denomina Teoría de las reflexiones múltiples<sup>(9), (10)</sup>. Investigadores japoneses han dado dos variaciones a este método; ellas consisten únicamente en diferentes excitaciones, ya que mientras que el método del prof. Shima trabaja con el ruido blanco (III.3) el del prof. Kobayashi trabaja con un acelerograma verdadero.

Para esta teoría debe considerarse que las ondas se transmiten y reflejan en cada superficie de separación entre dos estratos de propiedades elásticas diferentes.

Se aplicaron programas de computadora conteniendo esta teoría para las perforaciones hechas en el puerto de Chimbote (ver Capítulo IV) encontrándose que :

- la diferencia en el input (entrada) sea considerando el ruido blanco o un acelerograma verdadero fué despreciable;

- la amplificación de la aceleración tuvo un rango entre 2 y 3 veces la de la onda incidente;
- la amplificación es mayor cuando la suavidad del estrato superficial es mayor.
- hay amplificación máxima en la superficie cuando las ondas incidentes tienen períodos coincidentes con los del estrato;
- debido a las múltiples reflexiones en las diferentes interfases se interfieren entre ellas la respuesta espectral de desplazamiento en la superficie es muy irregular; excepto en circunstancias especiales la amplificación no es tan grande como en el caso de **un solo estrato.**

### III.8 COMPARACION DE LOS DIFERENTES METODOS DE ANALISIS

En general los dos métodos usuales para analizar el movimiento del suelo tienen como características :

- se basan en una teoría unidimensional;
- consideran un material viscoelástico lineal;
- consideran movimientos horizontales asociados con las ondas S propagándose verticalmente;
- usan la viscosidad para representar el amortiguamiento interno del suelo;
- consideran que la velocidad de las ondas de corte y el amortiguamiento varían de acuerdo al nivel de deformación.

Roesset<sup>12</sup> ha establecido que ambos métodos dan los mismo resultados cuando los parámetros del suelo son dados conve

nientemente, y además que conforme crece el número de estratos el método discreto tiende al continuo (esto comprobado numéricamente).

En los estudios llevados a cabo en Caracas (IV.2) se concluyó que :

- la aceleración máxima en la superficie es independiente del tipo de modelo elegido.

#### IV. ESTUDIOS REALIZADOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO

##### SISMICO DE LOS SUELOS

#### IV.1 ESTUDIO DE LA MICROZONIFICACION SISMICA DEL PUERTO DE CHIMBOTE.-

Como es por todos conocido el día 31 de Mayo de 1,970 un sismo de 7.8 grados de magnitud ocurrió en las coordenadas  $9.2^{\circ}\text{S}$  y  $78.8^{\circ}\text{W}$ , i.e. frente al puerto de Chimbote. Siendo esta ciudad de 180,000 habitantes uno de los más importantes centros industriales (harina de pescado, acero) y teniendo el puerto más grande lo que a actividad pesquera se refiere se hizo necesaria, dados los serios daños que sufrió, su rehabilitación. Para este efecto, y dada la importancia que tiene el suelo en los daños que sufren las estructuras sobre el cimentadas, se hizo imprescindible la microzonificación sísmica de la ciudad. Esto era necesario para delimitar los suelos aptos para construir sobre ellos estructuras que, en el futuro, pudiesen soportar, sin sufrir daños apreciables, sismo de intensidad moderada. El gobierno japonés envió una Misión con el fin de zonificar la ciudad de Chimbote y dar recomendaciones al respecto, puntos que fueron cumplidos a cabalidad en las áreas estudiadas.

La mayor parte de la ciudad de Chimbote se encuentra asentada sobre la llanura aluvional del Río de Lacramarca, encontrándose los siguientes tipos suelos :

- Roca basal (andesitas volcánicas cretáceas con areniscas, teniendo pizarras y granitos como intrusivas);

- depósitos aluvionales (generados por el Río Lacramarca, y consisten principalmente de varios tipos de arena con arcilla delgada y grava; su potencia llega, cerca de la Costa, hasta los 90 metros);
- Riberas marinas (existen actuales y antiguas; consisten de arena gruesa laminada en capas con fragmentos de conchas;
- arena eólica (depositada en forma de dunas y consistiendo en arena fina bien graduada rica en granos de cuarzo);
- pantanos (consisten de terrenos arenosos en los que la napa superficial se encuentra en la superficie, no teniendo posibilidad de drenar por rodearlos elevaciones tales como las riberas marinas).

En general el suelo de Chimbote es un depósito arenoso potente en el que la arena medianamente densa (número de golpes en la prueba de penetración standard entre 10 y 30) cubre a la arena más densa (número de golpes mayor de 50) que se extiende hasta la roca. La arena de la capa superior aumenta de espesor desde 5 a 20 metros conforme se acerca al mar. La arena de la capa densa está interpuesta, en algunos lugares, por capas de arena fina suelta o de arcilla rígida. La napa freática tiene la tendencia de hacerse superficial conforme se acerca al mar, estando localizada a profundidades de 1 a 2 metros (en algunas partes superficial). En muchos inundados; esto se explica por la compactación que sufrió la arena bajo la fuerza vibratoria del sismo, compactación que trae como consecuencia la expulsión del agua de poros elevados la napa. Además de inundar estas zonas se produjeron hundimientos (mientras

más suelta la arena y mayor la potencia del estrato, mayor el hundimiento').

De hecho en varios sitios de Chimbote ocurrió licuación de la arena, produciéndose el asentamiento de varios edificios.

(Los datos mencionados en los párrafos anteriores se obtuvieron mediante perforaciones hechas, así como datos de perforaciones efectuadas con anterioridad; simultáneamente a las 16 perforaciones efectuadas se hicieron pruebas de penetración standard cada metro en cada una de ellas).

Para cada uno de los tipos de suelos mencionados aparecieron diferentes clases de daños, como describimos a continuación. En la llanura aluvional del Río Lacramarca aparecieron gran cantidad de grietas con emergencia de agua y arena, formándose hernideros sobre las grietas; la causa fue la compactación de los depósitos aluvionales, teniéndose que una gran cantidad de agua cubrió temporalmente el terreno. No se presentaron asentamientos ni inclinaciones de las casas (esencialmente de adobe).

En las playas y zonas de dunas (arena eólica de origen marino) se observaron colapso de estas grietas producidas por asentamientos de los suelos vecinos. Las casas construidas en sitios donde ocurrieron dichas grietas colapsaron por asentamientos diferenciales y por corrimiento lateral de la cimentación. En las laderas del cerro San Pedro las 'losas' de arena semicosolididad se resbalaron hacia abajo formando muchas grietas y produciendo daños a las edificaciones, aunque, en el lugar mencionado, los

cuantiosos daños que ocurrieron se explican mejor por la alta intensidad sísmica inducida en el suelo firme de esa zona.

En los terrenos pantanosos ocurrieron fenómenos tales como compactación de depósitos subterráneos (que produjo daños por hundimiento de la superficie), asentamiento de las edificaciones hasta en 50 centímetros respecto al terreno circundante, zonas inundadas que permanecieron así hasta varios meses después del sismo, etc.

En el puerto los rellenos de roca se asentaron debido a la licuación de la arena, la que mezclada con agua y fragmentos de conchas emergió por entre las numerosas fisuras aparecidas.

De acuerdo a lo analizado referente a la naturaleza de los daños el área de Chimbote fue dividida (zonificada) en cuatro partes :

ZONA I.- Constituida por zonas de roca basal o de llanuras laminares generadas por inundaciones antiguas del Río; no se presentaron grietas y los daños a las edificaciones se deben únicamente a la vibración sísmica;

ZONA II.- Constituida por las orillas de playa y las áreas de dunas; aparecen grietas debido a asentamientos gravitacionales, se producen colapso de dunas y los daños se deben a asentamientos diferenciales y corrimientos laterales de las cimentaciones;

ZONA III.- Constituida por la llanura aluvional del Río de Lacramaca; aparecen grietas con hervideros de arena y ocurre licuación subterránea indicada por la destrucción de los pozos de agua;

ZONA IV.- Areas de terrenos pantanosos o tierras bajas dentro de la llanura aluvial; ocurrieron grietas debido a la compactación diferencial de los depósitos o por licuación general, produciendo se también elevación de la napa de agua; Estos últimos fenómenos produjeron asentamientos de las cimentaciones.

Además del estudio de la geología del lugar, de las perforaciones acompañadas de las pruebas de penetración standard (que permitieron conocer la condición del subsuelo, la posición de la napa, y la dureza del suelo) y de la encuesta realizada sobre daños a edificaciones, carreteras y fallas del suelo, se llevaron a cabo otras investigaciones que mencionamos a continuación.

Se realizaron observaciones de aftershocks mediante la instalación de dos estaciones. Una era fija y estaba situada en la caleta de Coishco (10 kms. al Norte de Chimbote) sobre un afloramiento de la roca basal. La otra era una estación móvil, colocada sobre las perforaciones (ya mencionadas) hechas; se trasladaba a otra perforación luego de haber registrado uno o dos aftershock. Los instrumentos empleados fueron idénticos y del tipo sismógrafos verticales de registro de velocidad. Mediante tales observaciones se realizaron dos tipos de análisis : la evaluación frecuencia-período para cada aftershock (hecha dividiendo la línea de las abscisas, llamada también línea cero, en segundos y contando cuando el registro interceptaba dicho eje, con lo que se obtenía el período promedio para esa división de 1 segundo; se graficó el período versus el número de veces que ocurría, i. e. la frecuencia de ocurrencia, este análisis se hizo para los 8 aftershocks registrados y pa

ra cada uno de ellos para las ondas P y SV, Esta última es la compo-  
nente vertical de las ondas S como se vió en el Capítulo I) y en -  
contrar la relación de amplitudes máximas en la estación móvil res-  
pecto a la estación en roca (Esto fué hecho para 4 aftershocks).  
Los resultados de ambos análisis dieron como conclusiones las si -  
guientes :

- los estratos en la ciudad de Chimbote no son muy gruesos (esto se deduce de que los registros de aftershocks tienen aproximadamente los mismos períodos predominantes tanto para la estación móvil como para la estación en la roca);
- la amplitud en roca fué de 1.8 a 2.8 veces la amplitud en la estación móvil (terreno más blando), indicando esto que el suelo de Chimbote disipaba energía (probablemente por fricción) ó bien que el suelo blando presenta, para esos períodos predominantes, parámetros para las ondas sísmicas que hacen disminuir la amplitud;
- los estratos se comportaron como un filtro para las ondas sísmicas de período corto, siendo ese la razón por la que casas de la  
drillo (período corto) construídas en terreno blando no sufrieron daño.

Se hicieron medidas de microtrepidaciones (ver II.8) en 14 puntos de la ciudad y sus alrededores, obteniéndose, luego de graficadas las curvas, que la ciudad podía, desde este punto de vista, dividirse en tres zonas :

- Zona Norte : donde los períodos predominantes eran del orden de .1 segundos, demostrando que el terreno es duro y denso;

zona Central: muestras curvas aplanadas con período predominante en el rango de .2. a .3 de segundo, indicando con esto que el terreno (estrato aluvional del Río Lacramarca es más suave desde el punto de vista dinámico;

- zona Sur: las curvas frecuencia período para estos lugares muestran varios períodos predominantes indicando con esto que, desde el punto de vista de las propiedades dinámicas, existen varios estratos.

Se analizó el movimiento de la tierra usando la Teoría de Reflexión Múltiple ( III y V ) en programas de computadora que permitían determinar la amplificación que sufrían, para cada período, las ondas sísmicas al atravesar el estrato superficial ( o los estratos según el caso ) desde la roca basal. Esto se explica con mayor detenimiento en los capítulos mencionados líneas arriba, habiéndose inclusive obtenido las curvas de amplificación para los sitios de algunas de las perforaciones hechas en Chimbote.

IV.2 EFECTO DE LAS CONDICIONES DEL SUELO EN EL DAÑO PRODUCIDO A LAS ESTRUCTURAS EN EL SISMO DE CARACAS ( Julio 1967 ).- La ciudad de Caracas está situada en un valle separado de la Costa por un cordón montañoso, teniendo concentraciones humanas tanto dentro del valle como en las colinas al Sur de éste, así como en la Costa.

El 29 de Julio de 1967 un sismo de magnitud aproximada 6.3 Richter sacudió Caracas, siendo de 60 kms. al noroeste al centro de la distancia epicentral. La duración estimada del

movimiento fué de 20 segundos, con una aceleración máxima de .08 de la gravedad. Se registraron daños estructurales a edificios en diferentes partes del valle, pero la parte más afectada fué el distrito de Los Palos Grandes, mientras que en la Costa el de Caraballeda. Habiéndose comprobado que la calidad en diseño y construcción es bastante uniforme para toda Caracas las causas de la distribución local irregular de daños debe atribuirse a otros factores, tales como las características del suelo en las diferentes partes de la ciudad.

Se hizo un estudio de las relaciones entre la profundidad a la roca basal, número de pisos y daño sufrido por la edificación. Considerando que la potencia de los estratos blandos ( profundidas a la roca basal ) vá desde 0 hasta los 900 pies ( en Los palos grandes ) se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- para edificios entre 5 y 9 pisos el porcentaje de daños (que se estableció como 100 veces el cociente del número de edificios con daño estructural entre el número total de edificios, estimado) adquiere un máximo entre 150 y 300 pies de profundidad, decrece y luego vuelve a aumentar entre 600 y 900 pies; sin embargo puede afirmarse que el porcentaje de daños no depende en realidad de la profundidad basal para este tipo de edificaciones, ya que osciló entre 4 y 12% ;
- para edificios de 10 ó más pisos, especialmente 15 ó más, el porcentaje de daños aumenta bruscamente cuando la profundidas basal excede de 450 pies.
- para Los Palos grandes se obtuvo que conforme aumenta la profun

didad a la roca basal ( que vá desde 450 a 900 pies ) y el número de pisos el porcentaje de daños aumenta; para éste distrito se llegó a graficar, para algunos edificios estudiados detalladamente, el coeficiente resistente ( cociente de la resistencia al corte de los elementos de los pisos inferiores y el peso total de la estructura por encima de ese nivel considerado) versus el período fundamental de la estructura, colocando en vez de un punto representativo de la edificación un rectángulo, entre vacío y negro, que indicaba el grado de destrucción que había sufrido; como resultado de éste ploteo se observó claramente que para períodos fundamentales menores de .5 de segundo estructuras con coeficiente resistente de 10% presentaban daños leves, para periodos entre .5 y 1 segundo una estructura de 5.5%<sup>de</sup> coeficiente colapsó y para períodos entre 1 y 1.5 segundos ( períodos altos) estructuras con menos del 10% de coeficiente si no habían colapsado por lo menos presentaban daños graves; - se concluyó que las siguientes hipótesis se cumplieron en conjunto: 'independientemente de la profundidad a la roca basal, mientras más altos los edificios más débiles', 'independientemente del número de pisos, las mayores potencias ( profundidades a la roca basal) aumentan el movimiento en las estructuras'.

Se realizaron también análisis teóricos de la amplificación que sufría la aceleración al pasar las ondas desde la roca basal hasta la superficie del suelo. Estos análisis teóricos se realizaron usando los programas de computadora desarrollados por el grupo que condujo éste Estudio ( Robert Whitman, Consultor). En ésta parte nos referiremos sólo a los resultados obtenidos en el análisis teórico, ya que las características del método empleado han sido descritas en el Capítulo III.

Para llevar a cabo el análisis se estimaron los datos básicos del suelo ( peso específico y velocidad de las ondas de corte) basados en algunos datos de estudios ya realizados sobre el suelo, y en la experiencia del Consultor. Se usaron cuatro acelerogramas de entrada, a saber: las dos componentes del registro de Taft ( 1953 ), la componente Norte Sur del sismo de El Centro ( 1940 ) y un acelerograma probabilístico creado en Cornell artificialmente ( 1969 ). Los tres primeros fueron normalizados a una aceleración, máxima de .03g, mientras que el último a .04 g. Con tales acelerogramas se obtuvieron los correspondientes espectros de respuesta para 5% de amortiguamiento estructural, hallándose una envolvente suavizada cuya parte horizontal era de .09 g. Luego se obtuvieron, usando los programas ya mencionados líneas arriba, los correspondientes espectros de amplificación ( un espectro de amplificación puede obtenerse, como se vió en el Capítulo III de dos maneras, siendo la empleada en este Estudio el cociente de la amplitud en la superficie del suelo respecto a la correspondiente en un afloramiento de la roca basal). Se hicieron espectros de amplificación para tres profundidades (300 600 y 900 pies) los que indicaron que durante el sismo se produjeron grandes amplificaciones, del orden de 5 a 6 veces para el primer modo del suelo. De éstos espectros de amplificación, de los espectros de respuesta en la superficie y de las curvas de relación de espectros de respuesta ( obtenidas dividiendo, para cada periodo, el espectro de respuesta en la superficie entre el correspondiente espectro de entrada) se obtuvieron las conclusiones siguientes:

- el período predominante aumentaba conforme aumentaba la profundi-

dad del terreno;

- a mayor profundidad basal se obtenían ligeramente menores amplificaciones ;
- para Los Palos Grandes hay por lo menos 4 a 5 modos cuyas frecuencias quedan dentro del rango de las frecuencias importantes del acelerograma de entrada;
- la amplificación de las aceleraciones máximas ( superficie/roca) fueron del orden de 2 a 3;
- la aceleración máxima no se presenta una tendencia clara de variación con la profundidad, debido a que ella está condicionada a la interrelación que existe entre los periodos de los modos y los periodos en que existe máximos en los espectros de respuesta de los acelerogramas de entrada;
- a medida que aumentaba la profundidad basal se observó, en los espectros de respuesta, que las componentes de periodo corto se amortiguaban, mientras que las de periodo largo se amplificaban más;
- se observó que existían grandes amplificaciones cuando coincidían ( para una profundidad basal dada) el periodo de uno de los modos del suelo y el periodo de un máximo en los espectros de la roca ( i.e. una cierta resonancia);
- para cada profundidad a la roca basal se observaron máximos en las amplificaciones para periodos iguales a los fundamentales del suelo; el valor de dichas amplificaciones fué decreciendo conforme aumentaba el periodo predominante del suelo, esto es, conforme crecía la profundidad.

Se ha acotado anteriormente que el perfil del suelo de Caracas no era conocido en el momento de correr los programas con la computadora, habiéndose tenido que el perfil asumido era menos rígido que el real. Como esto se supo cuando se efectuaban las últimas corridas se realizaron procesamientos, para el acelerograma de Taft (una de sus componentes), para un mismo amortiguamiento interno del suelo, (3.6 %) y para los dos perfiles, el asumido y el real más rígido. Las conclusiones obtenidas fueron :

- al rigidizar el suelo se disminuyó el período fundamental;
- al rigidizar el suelo se aumentó la aceleración máxima (ya que el suelo más rígido se deforma menos y en consecuencia las reducciones a efectuarse a la velocidad de las ondas de corte y al amortiguamiento, cantidades ambas que dependen del nivel de deformación, son menores).

En cuanto a cifras se refiere los análisis teóricos hechos para 5 perfiles de Caracas y 2 de Caraballeda dieron como resultados, para los tres métodos de análisis usados (1) capítulo III), las siguientes conclusiones :

- para un mismo acelerograma, Taft, los tres métodos de análisis dieron pequeñas variaciones en las aceleraciones máximas del terreno (la mayor variación fue del orden de .108 de g);
- se obtuvo una aceleración de .45 g para 5% de amortiguamiento estructural para una aceleración del entrada de .106 g y un período de  $T = .44$  seg.

Luego de realizados los análisis teóricos se efectuó la comparación entre los resultados de ellos y los datos de da

ños, Esto es, la teoría y lo observado. Para comprender las conclusiones obtenidas de tal comparación tendremos que definir dos conceptos tales como coeficiente resistente de un edificio y daño potencial. El coeficiente resistente de una edificación (R) es el cociente de la resistencia al corte de los pisos interiores entre el peso total de la estructura por encima del nivel considerando; este coeficiente usualmente va del 5 al 15%. El daño potencial es una relación entre la aceleración espectral a que puede estar sometido un edificio y su coeficiente resistente; específicamente se define como :

$$\text{daño potencial} = \frac{S_a / g}{F C} \quad (\text{IV.1})$$

donde  $S_a$  es la aceleración espectral, y  $FC$  es el valor de  $R$ , siendo  $F$  un factor de seguridad y  $C$  el coeficiente sísmico de diseño. Cuando el valor de dicho cociente es mayor que la unidad se estará indicando que el límite de fluencia del edificio se ha excedido.

Puede observarse que el valor de  $R$  es utililísimo, ya que se puede hacer comparaciones de dicho valor (adimensional) con la curva del espectro de aceleraciones, y de hecho esto fue realizado para algunos edificios seleccionados de Los Palos Grandes. Para : estructuras dañadas .... el valor de  $R$  debe quedar de bajo de la curva del espectro (indicando así que se ha visto sometido a una aceleración mayor que la de su capacidad)

*estructuras dañadas* levemente .... R debe coincidir con el espectro.

*estructuras intactas* ..... R debe ser mayor que el espectro.

Para el caso de Caracas (edificios de Los Palos Grandes) los datos caen dentro de un aceptable margen de aproximación, sin llegar a cumplirse las condiciones ideales mencionadas hace un momento. Se llegó a la conclusión que la coincidencia habría sido mejor si los acelerogramas de entrada usados para obtener dichos espectros de respuesta hubiesen tenido valores de aceleración más altos para períodos de 1 segundo o más.

Para Venezuela, en su código de 1,955, el valor del *coeficiente sísmico de diseño* está dado por :

$$C = .30 / (N + 4.5) \quad (IV.2)$$

indicándose así que R sería menor en los edificios altos que en los bajos. Sin embargo el factor de seguridad F de un edificio es función del número de pisos, o por lo menos debe serlo, por que :

- los edificios bajos, de cortante sísmica en la base pequeña, tienen elementos que, a pesar de no considerárseles, colaboran en resistir dicha fuerza acumulada;
- una columna sujeta a una gran carga axial, caso de los edificios altos, tiene menor resistencia marginal que una en que su proporción fuerza axial/momento es menor;
- conforme crece la altura del edificio, y por consiguiente su período fundamental, el tiempo durante el cual el sismo ejerce

sus destructivas fuerzas sobre aquel es mayor.

Así el factor de seguridad de las edificaciones debería variar ( crecer) con el periodo.

En las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico <sup>20</sup> se tiene, para el coeficiente sísmico de diseño C, el valor dado por la expresión:

$$C = .05/\sqrt[3]{T} \quad (IV.3)$$

Volviendo a las mencionadas comparaciones realizadas entre los resultados de los análisis teóricos y la observación de daños, ellas se basaron en plotear sobrepuestas las aceleraciones espectrales y el porcentaje de daños en función de la profundidad basal, realizándose esto para edificios entre 5 y 9 pisos, entre 10 y 14 y 15 ó más. ( Las aceleraciones espectrales, como ya se indicó anteriormente, variaban en forma no precisa con la profundidad). Las curvas debieron tener tendencias de variación parecidas, encontrándose que:

- para edificios de 5 a 9 pisos ambas curvas tienen la misma forma ( excepto entre 900 y 1050 pies);
- para edificios de 10 a 14 pisos no hay aparente relación entre ambas;
- para edificios de 15 ó más pisos las tendencias de ambas son nuevamente similares.

Vale mencionar que, referente al número de pisos, las tendencias fueron:

- independientemente de la profundidad a la roca, la aceleración espectral decrece al aumentar el número de pisos (forma de los

espectros);

- el porcentaje de daños no varió con el número de pisos para pequeñas profundidades a la roca;
- el porcentaje de daños aumentó rápidamente con el número de pisos para grandes profundidades a la roca.

Esto comprueba lo afirmado mediante la ecuación IV.2, que el coeficiente resistente de una estructura típica decrece cuando aumenta el número de pisos.

El Estudio realizado tuvo como principal objetivo el formular recomendaciones referentes al Código Sísmico de aplicación al valle de Caracas. En esencia el punto clave es la determición (léase mejor especificación) del coeficiente sísmico de diseño C, el que, al multiplicarse por el peso total del edificio, dará la cortante en la base de la estructura, la que deberá ser resistida por todos los elementos capaces de ahcerlo (columnas, y de existir, muros de corte). Algunos Códigos toman en cuenta, al establecer el valor de C, el efecto de las condiciones del suelo, lo cual es, según se ha visto en los capítulos anteriores, determinate en la forma como responde una estructura ante una acción sísmica. En Japón (ver. II.7) el valor de C se sube o baja de acuerdo a las condiciones reunidas por el suelo sobre el que descansa la estructura, siendo la relación entre C y T única. Otros códigos como el chileno establecen diferentes relaciones entre C y T para distintas clases de suelos, hecho que es un avance en este campo. En los Estados Unidos aún no se ha precisado el efecto que tiene el suelo por considerar que su influencia aún no está clara.

El Perú tiene una regionalización sísmica, que divide su territorio en tres partes, pero establecida en base a la sismicidad de las zonas; el coeficiente  $C$  dado por IV.3 no varía de acuerdo al suelo, salvo para algunas zonas ya estudiadas en que se le afecta de un coeficiente  $Z$  mayor que la unidad.

Para Caracas, cuyo problema es un suelo de rigidez aproximadamente constante pero de variaciones de profundidad a la roca basal grandes, se ha considerado que los mayores daños ocasionados a los edificios de Los Palos Grandes se debieron al mayor periodo natural del suelo; se pensó así que era necesario relacionar los coeficientes sísmicos con dicho periodo. Así se estableció un valor  $C_0$  de dicho coeficiente, que establece el nivel general de la intensidad del terremoto de diseño, pudiéndose variar el valor de aquel de acuerdo con el tipo de edificación y su importancia. El estudio realizado no especificó el valor de  $C_0$ . Las expresiones para  $C$  fueron las que siguen:

$$\begin{aligned} C &= C_0 & T < T_G \\ C &= C_0 \frac{2(T/T_G)}{1+(T/T_G)^2} & T \geq T_G \end{aligned} \quad (\text{IV.4})$$

Donde  $T_g$  es un parámetro que depende de las condiciones de cimentación y de la localización del edificio y  $T$  el periodo de la estructura. El valor de  $T_g$  es prácticamente el del periodo predominante del suelo. En resumen, y para Caracas, la expresión IV.4 implica que:

- Edificios bajos (5 a 9 pisos) se diseñarán con el mismo coefi-

ciente sísmico en todo el valle, excepto en aquellos sitios donde la profundidad es menor de 150 pies, existiendo por consiguiente periodo corto;

- Edificios de 15 ó más pisos (altos) se diseñarán con un coeficiente sísmico mayor se están localizados en Los Palos Grandes que en el resto del valle.

Lo anterior resume las recomendaciones dadas por la Comisión Consultora para el valle de Caracas; sin embargo hay ciertos principios (8) a ser adoptados cuando se quiere especificar coeficientes sísmicos de diseño para estructuras. Tales son:

- tomar en cuenta la máxima aceleración ocurrida en el lugar, por pasados sismos;
- tomar en cuenta la aceleración esperada en el futuro por condiciones de sismicidad;
- considerar el espectro calculado de una fórmula empírica válida para movimientos sísmicos fuertes, usando los valores de la magnitud y distancia epicentral del mayor sismo ocurrido en la región así como también, el valor del período predominante del terreno en el mismo lugar;
- usar la información obtenible referente al sismo más fuerte observado en la tierra;
- usar la información de registros de sismos fuertes observados en lugares donde las características sísmicas del terreno sean similares (es de notar que las características sísmicas de un terreno puede obtenerse mediante observaciones de microtrepidaciones);

Además de los principios mencionados se requerirá de con-

siderable criterio por la (o las) persona que especifique los coeficientes sísmicos considerando otros factores tales como características constructivas, materiales empleados, calidad de la mano de obra, grado de daño que puede ser tolerado, etc.

## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Expondré las conclusiones y recomendaciones señalándolas concisamente, ya que en los capítulos anteriores se puede encontrar la explicación correspondiente o la referencia bibliográfica.

Se ha establecido que :

- las perturbaciones en un medio elástico, homogéneo y continuo o bedecen a la ecuación de onda;
- la solución de la ecuación de onda da tres tipos, a saber : ondas P (compresiones y rareficciones), ondas S (tensiones de corte) y ondas R (superficial);
- la estratificación, las irregularidades de la Tierra, la curvatura terrestre y la multiplicidad de impulso en el hipocentro hacen que los acelerogramas disten de corresponder al movimiento de las partículas que prevee la teoría ondulatoria;
- Las ondas R y S son las más destructivas, llevando consigo las primeras un 60% de la energía liberada;
- la estratificación de los suelos implica que las ondas sufran reflexiones y refracciones en las superficies de separación de los medios, dependiendo la amplitud de las ondas transmitidas o reflejadas del ángulo de incidencia, de la relación de velocidades de las ondas en los dos medios y de la relación de densidades de los dos medios;
- la estratificación trae consigo la aparición de una cuarta clase de onda que es la Love (L), polarizada horizontalmente;

- las características del suelo tales como módulo de rigidez, densidad, estratificación, etc, se puede determinar con la ayuda de las ondas sísmicas, que pueden ser provocadas artificialmente (constituyendo esto los llamados métodos geofísicos);
- la capacidad portante de los suelos depende, para algunos de ellos, del contenido de humedad y del grado de compactación;
- la velocidad de las ondas sísmicas depende del tipo de suelo;
- la amplitud de las ondas se incrementa al pasar de un medio a otro de menor elasticidad, mientras que la velocidad y la longitud disminuyen;
- los suelos aumentan la intensidad sísmica de acuerdo a sus características, siendo, los más peligrosos los pantanos y lagos secos, donde se incrementan hasta tres o cuatro grados;
- la coincidencia o proximidad del período predominante del terreno con el de la estructura sobre el cimentada puede provocar graves daños por resonancia;
- un edificio rígido cimentado en suelo blando producirá una conveniente disipación de energía del primero al segundo, por relación de rigideces;
- un edificio de período menor que el del terreno de cimentación vibrando distribuirá los esfuerzos uniformemente en toda la altura, vibrando aquél en el primer modo;
- un edificio de período mayor que el del terreno no tendrá tiempo de distribuir los esfuerzos antes de la llegada del nuevo impulso, produciéndose chicoteo en los pisos altos (la estructura vibrará en modos altos), esto es la nueva onda incidente actuará

- en conjunto con la reflejada en la parte superior;
- los daños (función de las aceleraciones a que se ve sometido) en una estructura varían de acuerdo al terreno en que se cimientan, pudiendo tenerse el caso de que al empezar a fallar algunos elementos las fuerzas sísmicas se incrementan;
  - los asentamientos diferenciales aumentan con la blandura del suelo;
  - todo suelo tiene un período predominante, función de sus características (densidad, módulo de rigidez);
  - el período predominante mencionado se puede obtener por medida de microtrepidaciones;
  - las curvas frecuencia vs período deducidas de las medidas de microtrepidaciones tienen una estrecha similitud con los espectros de aceleración para el mismo lugar;
  - los suelos reducen su resistencia al corte ante cargas repetitivas;
  - ante cargas repetitivas los suelos fallan bruscamente;
  - la arena saturada se licúa por el incremento de la presión de poros que llega a igualar a su presión confinante;
  - la susceptibilidad de la arena a licuarse está estrechamente ligada a su densidad relativa (prueba de penetración estándar);
  - la licuación de la arena puede ser local y general;
  - se entiende por licuación general la que ocurre desde la superficie hasta una cierta profundidad;
  - se entiende por licuación local la que ocurre en pequeños volúmenes, por ejemplo, lentes de arena.

- existen dos métodos para determinar la amplificación de las ondas sísmicas por el suelo : el de masas discretas y el de la solución de la ecuación de onda;
- la velocidad de las ondas de corte se puede determinar en función de los valores N de las pruebas de penetración estándar mediante fórmulas empíricas;
- se puede 'crear' un acelerograma mediante la expresión del llamado ruido blanco;
- la teoría de elasticidad lineal depende de : el nivel de esfuerzo la estructura de los surcos, historia de cargas y de la velocidad de aplicación de las cargas;
- hay dos maneras de definir la amplificación que sufren las ondas sísmicas en el suelo; una es relacionando la amplitud en la superficie con la que se presenta en un afloramiento de la roca basal, otra es relacionar la primera cantidad con la amplitud que se presenta en la interfase suelo-roca;
- siempre la primera amplificación es menor que la segunda; debido a la radiación en la roca;
- las amplificaciones producidas en un cierto terreno estratificado son prácticamente las misma si se asume que en la roca ha ocurrido un sismo real o un ruido blanco;
- la amplificación es mayor mientras más blando el estrato superficial, esto es, mientras menor el producto  $\rho v$ ;
- hay amplificación máxima cuando las ondas incidentes tienen períodos coincidentes con los del terreno;
- los dos métodos de determinar la amplificación que sufren las on

- das dan los mismos resultados conforme crece el número de estratos;
- los estratos de la ciudad de Chimbote (Perú) son relativamente delgados;
  - para el sitio mencionado la amplificación tuvo una variación des de 1.8 a 2.8 veces la amplitud de la roca;
  - los estratos se comportan como un filtro para las ondas de alta frecuencia;
  - para Caracas (Venezuela) se obtuvo que, en general, los daños au mentan con la profundidad a la roca basal, sobretodo para edificio altos;
  - para Caracas se cumplieron simultáneamente las hipótesis siguien tes : 'independientemente de la profundidad a la roca basal, mientras más altos más débiles los edificios' y 'independiente - mente del número de pisos, las mayores profundidades a la roca basal aumentan el movimiento';
  - el período predominante aumenta con la profundidad a la roca basal;
  - la aceleración máxima que se presenta en la superficie del terre no no guarda relación determinada con la profundidad a la roca basal , debido a que está condicionada a la interrelación que existe entre los períodos de los modos y los períodos en que existen máximos en los espectros de respuesta de los acelerogramas de entrada;
  - conforme aumenta la profundidad a la roca basal se observó, en los espectros de respuesta, que las componentes de período corto

to se amortiguaban, mientras las de período largo se amplificaban;

- existieron grandes amplificaciones cuando coincidían, para una profundidad basal dada, el período de uno de los modos del suelo con uno de los máximos de los espectros;
- en Caracas se obtuvo que, independientemente de la profundidad a la roca, la aceleración espectral decrece al aumentar el número de pisos, y que el porcentaje de daños creció rápidamente con el número de pisos para grandes profundidades a la roca.

En lo que se refiere a recomendaciones estas las dividirá en dos partes : lo que sugiero se debe hacer, o continuar haciendo, sobre la influencia del suelo en las amplificaciones que sufren las ondas sísmicas, y en lo que respecta a recomendaciones sobre tópicos diversos.

Un ejemplo de esto último se tiene en lo referente a especificación de coeficientes sísmicos; para efectuar tal cosa es necesario considerar :

- la máxima aceleración ocurrida en la historia sísmica del lugar;
- la aceleración esperada en futuros sismos;
- considerar un espectro de sismo real o de fórmulas empíricas apropiadas;
- considerar el sismo más violento ocurrido en la Tierra;
- aplicar considerable criterio para la elección;
- tomar en cuenta los terrenos que existen, la calidad de mano de obra del lugar, grado de daño tolerado, etc;

Referente a las investigaciones a realizarse sobre el t6pico de Este trabajo se deberian hacer las siguientes :

- profundizar sobre los m6todos de las masas discretas y del medio continuo;
- efectuar estudios sobre la licuaci6n de la arena;
- zonificar adecuadamente el Per6 de acuerdo a la calidad del suelo.
- procurar establecer una interrelaci6n entre la capacidad portante del suelo y su aumento de intensidad s6smica (grados MM);
- recopilar informaci6n de otros pa6ses a cerca de los estudios efectuados sobre la materia;
- recopilar informaci6n sobre efectos del suelo en la distribuci6n de da6os en s6smos.

Debe recalcarce que, por seguridad y econom6a, el Per6, pa6s situado en zona s6smica, tiene una necesidad impostergable en el efectuar su zonificaci6n de acuerdo a la calidad del suelo, factor determinante en la distribuci6n de los da6os al producirse un s6smo.

(El autor seguir6 profundiz6ndose sobre los puntos mencionados, en la medida que la Bibliograf6a existente en el medio se lo permita).

A P E N D I C E A

Como se ha explicado en el Capítulo III los investigadores japoneses han deducido dos métodos para determinar la forma como se mueve el terreno durante un sismo. Debido a la estratificación (Capítulo I) las ondas sísmicas indican casi perpendicularmente a la superficie de la Tierra, encontrándose que, inclusive para lugares muy próximos (Capítulo II), la intensidad del sismo ha sido diferente. Es obvio, y ya ha sido mencionado fehacientemente a lo largo de este trabajo, que el suelo juega un papel esencial en la distribución irregular de los daños, habiéndose explicado este fenómeno mediante la llamada Teoría de Reflexiones Múltiples, que es una especie de resonancia de los estratos. Ambos de los métodos mencionados líneas arriba se basan en esta teoría distinguiéndose únicamente en la clase de ondas incidente a ser considerada. La primera variante, debida al Profesor Esuzo Shima, trabaja con una entrada de ruido blanco (III.3), mientras que la otra, debida al Profesor Hiroyoshi Kobayashi, tiene como entrada el acelerograma de un sismo verdadero. El autor de este trabajo ha efectuado el diagrama de flujo del programa correspondiente a la primera variante del método, que ya ha sido programada para la IBM 360. Ha efectuado corridas en el computador de nuestra Universidad teniendo como datos las perforaciones efectuadas en el Puerto de Chimbote, a raíz del estudio realizado por la Misión Japonesa (IV.1), obteniéndose el factor de amplificación para la superficie respecto a la roca, para cada

frecuencia de la onda unitaria (en amplitud) incidente. En las páginas que siguen se encontrará, por orden de aparición, una descripción literal del diagrama de flujo, luego éste y por último algunas de las curvas de amplificación obtenidas para la ciudad mencionada.

El programa empieza con comentarios en los que se da la Nomenclatura siguiente :

- C** = número de golpes de la prueba de penetración estándar, que, en base a la ecuación empírica III.2, será después transformada en la velocidad de las ondas de corte para cada estrato;
- Q** = amortiguamiento para cada estrato;
- R** = densidad de cada estrato;
- H** = potencia de cada estrato;
- NL** = número de estratos;
- SA** = frecuencia de partida en ciclos por segundos;
- DA** = incremento de frecuencia, en cps;

Luego se procede a dimensionar, siendo capaz el programa de procesar 100 estratos y obteniendo hasta 500 valores de la amplificación (para respectivos valores de la frecuencia). Establece, en la siguiente proposición, algunas variables complejas.

Se le da como datos el número de estratos, el valor inicial de la frecuencia, su incremento y el número de valores de frecuencia para las que se va a calcular la amplificación.

Se establece la detención del programa si NL es menor que la unidad, lo que indicaría la inexistencia de estratos.

Luego escribe como output los datos dados en el pá -

rráfo escrito en penúltimo lugar, ya que previamente se había especificado un renglón de títulos.

Se leen tantas tarjetas como estratos se hayan declarado existir; en cada una de ellas se incluye, en este orden, el número de golpes de la prueba de penetración estándar (C), el amortiguamiento (Q), la densidad (R) y la potencia del estrato (H).

Leídas las NL tarjetas escribe un renglón de título, que tiene N<sup>o</sup>, Velocity, Loss, density y Depth.

Establece las variables NL1 y NL2, que tienen como valor el número correspondiente al estrato penúltimo (el que está sobre la roca) y el antepenúltimo.

Luego hay un DO que tiene como objeto calcular, usando III.1, la velocidad de las ondas de corte en cada uno de los estratos. Asimismo establece una nueva velocidad, a partir de la obtenida por la ecuación III.1, en la que ya incorpora el amortiguamiento. Tal expresión es :

$$v_i = \frac{c_i}{\sqrt[4]{1 + 1/Q_i^2}} \quad (A-1)$$

donde el valor Q del amortiguamiento ha sido dado como porcentaje. Terminado el DO se tienen las velocidades de cada estrato almacenadas en la variable con subíndice  $v_i$ .

A continuación escribe el número del estrato, la velocidad no 'amortiguada', la densidad y la potencia de cada estrato.

Establece luego dos variables complejas  $P1_i$  y  $AP1_i$ .

La primera es función de la potencia, de la velocidad y del amortiguamiento, mientras que la segunda es función de la velocidad 'amortiguada', de la densidad y del amortiguamiento (al parecer esta variable representa la rigidez compleja que el autor del método le atribuye a cada estrato).

(Debe notarse, aunque probablemente éste no sea el lugar más apropiado, que el programa establece que la roca es un estrato más).

Luego viene un DO que tiene otro interior. El DO exterior tiene un recorrido desde 1 hasta NA (número de puntos a ser calculados). El primer paso del DO exterior es establecer el valor (con más propiedad debimos decir los valores, ya que se trata de una variable con subíndice) de la frecuencia, en función de los datos SA (frecuencia de 'partida') y DA (incremento de la frecuencia).

Para un cierto valor de la frecuencia calcula la variables P y AP (complejos) que se obtienen de las ya halladas anteriormente P1 y AP1 multiplicándolas por el valor SB (frecuencia). Este cálculo lo hace para cada estrato, desde el superficial hasta el penúltimo. Luego calcula las variables complejas A11, A12, A21 y A22 para el penúltimo estrato y para el valor existente en esa iteración de la frecuencia.

Luego, para un cierto valor establecido de la frecuencia y con las variables mencionadas calculadas para el penúltimo estrato (el que está sobre la roca), hay otro DO en el que se calculan las variables B11, B12, B21 y B22 (complejas) en función de A11, A12, A21 y A22 para el penúltimo estrato y P y AP para el

antepenúltimo estrato. A continuación adopta como valores de  $A_{11}$ ,  $A_{12}$ ,  $A_{21}$  y  $A_{22}$  para el antepenúltimo estrato los obtenidos para  $B_{11}$ ,  $B_{12}$ ,  $B_{21}$  y  $B_{22}$ . Así entonces, en un cierto instante de este DO interior, se está calculando los valores  $B$  para el  $i$ -ésimo estrato en función de los valores  $B$  del estrato  $i + 1$  y los valores de  $P$  y  $AP$  para el estrato  $i$ . El DO continúa hasta hallar los valores  $B$  para el estrato  $i$ . El DO continúa hasta hallar los valores  $B$  para el estrato superficial, los que son adoptados como valores  $A$ . Con estos valores  $A$  es que se calcula la variable  $RES$  para el estrato superficial. Se toma la inversa del módulo de esta variable compleja  $RES$ , se le multiplica por 2 y se le asigna el nombre de  $ANS$ . Se escribe este valor de  $ANS$  y se prosigue con el DO para calcular el valor de  $ANS$  para otra frecuencia.

START

SPECTRAL RESPONSE WITH LOSS C

NA = number of calculations Q = loss  
C = velocity R = density A = thickness  
NL = Number of layers  
SA = starting value in cps  
DA = delta in cps

DIMENSION	C (100)	Q (100)	R (100)
# (100)	SB (500)	B (500)	ANS (500)
D (500)	AP (500)	V (100)	P1 (500)
	AP1 (500)		

WRITE :  
SPECTRAL RESPONSE WITH LOSS

1

READ : NL, SA, DA, NA

NL

< 1

STOP

≥ 1

WRITE : NL, SA, DA, NA

READ : C(I), Q(I), R(I), H(I) I = 1, NL

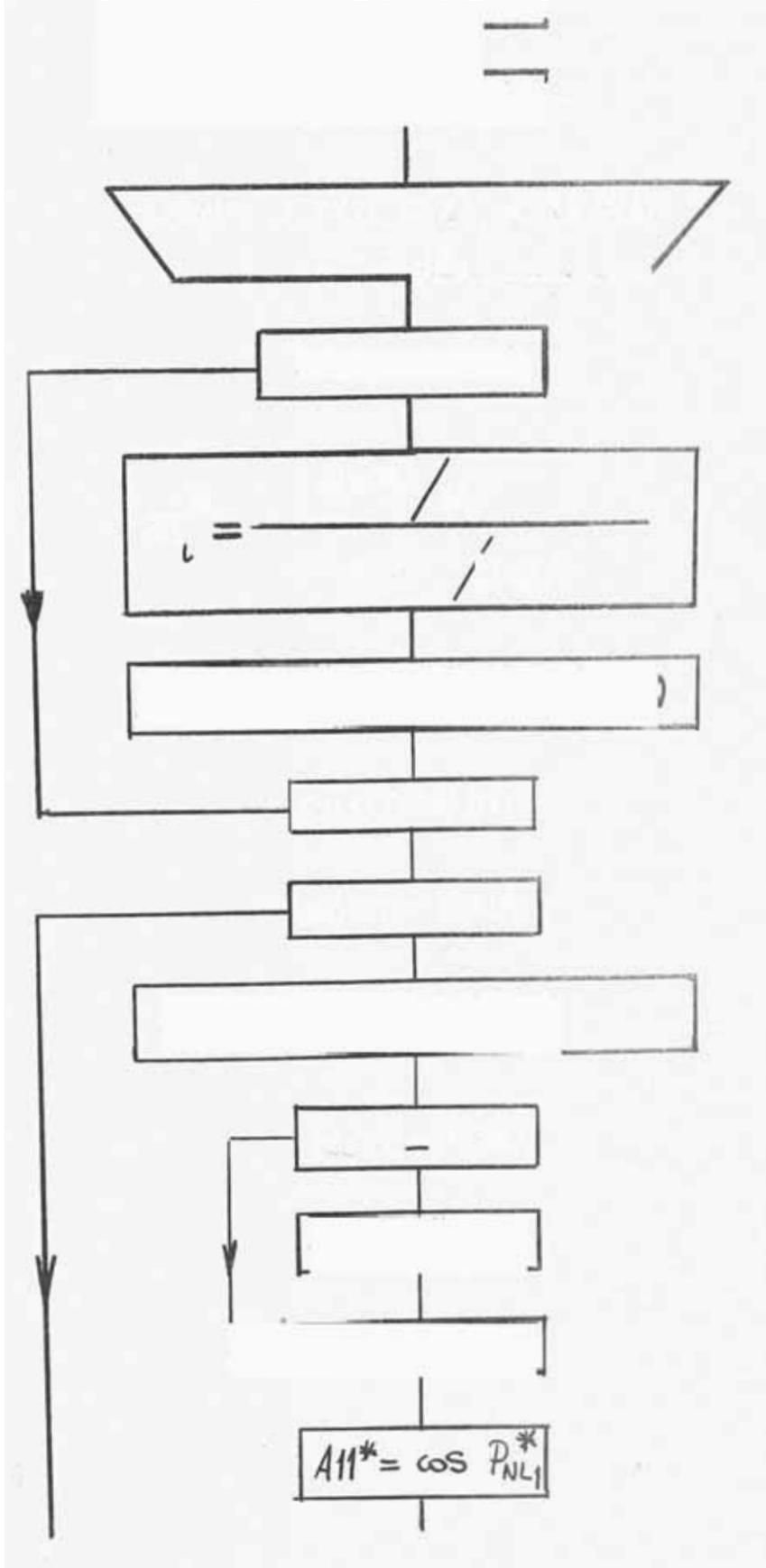
NL1 = NL - 1

NL2 = NL - 2

DO I = 1, NL

$$C_i = 76 C_i^{.39}$$

$$V_i = \frac{C_i}{\sqrt[4]{1 + 1/0.2}}$$



$$A_{12}^* = \frac{\text{sen } P_{NL1}^*}{AP_{NL1}^*}$$

$$A_{21}^* = -AP_{NL1}^* \cdot \text{sen } P_{NL1}^*$$

$$A_{22}^* = A_{11}^*$$

DO I = 1, NL2

$$B_{11}^* = A_{11}^* \cos P_{NL1-I}^* - A_{12}^* AP_{NL1-I}^* \text{sen } P_{NL1-I}^*$$

$$B_{12}^* = A_{11}^* \frac{\text{sen } P_{NL1-I}^*}{AP_{NL1-I}^*} + A_{12}^* \cos P_{NL1-I}^*$$

$$B_{21}^* = A_{21}^* \cos P_{NL1-I}^* - A_{22}^* AP_{NL1-I}^* \text{sen } P_{NL1-I}^*$$

$$B_{22}^* = A_{22}^* \cos P_{NL1-I}^* + A_{21}^* \frac{\text{sen } P_{NL1-I}^*}{AP_{NL1-I}^*}$$

$$A_{11}^* = B_{11}^*$$

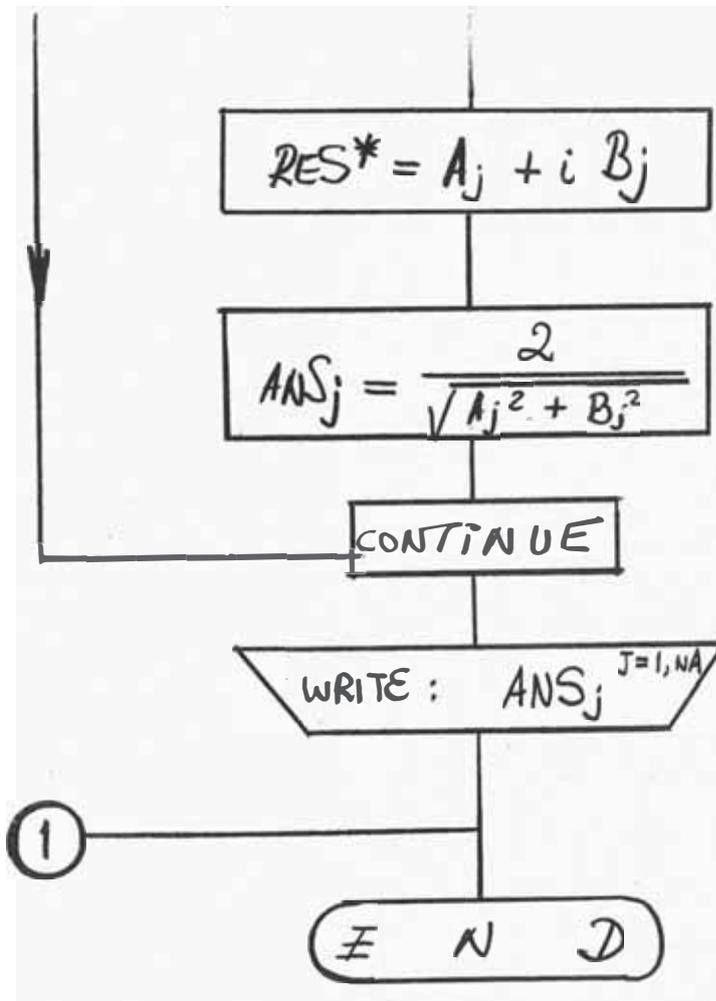
$$A_{12}^* = B_{12}^*$$

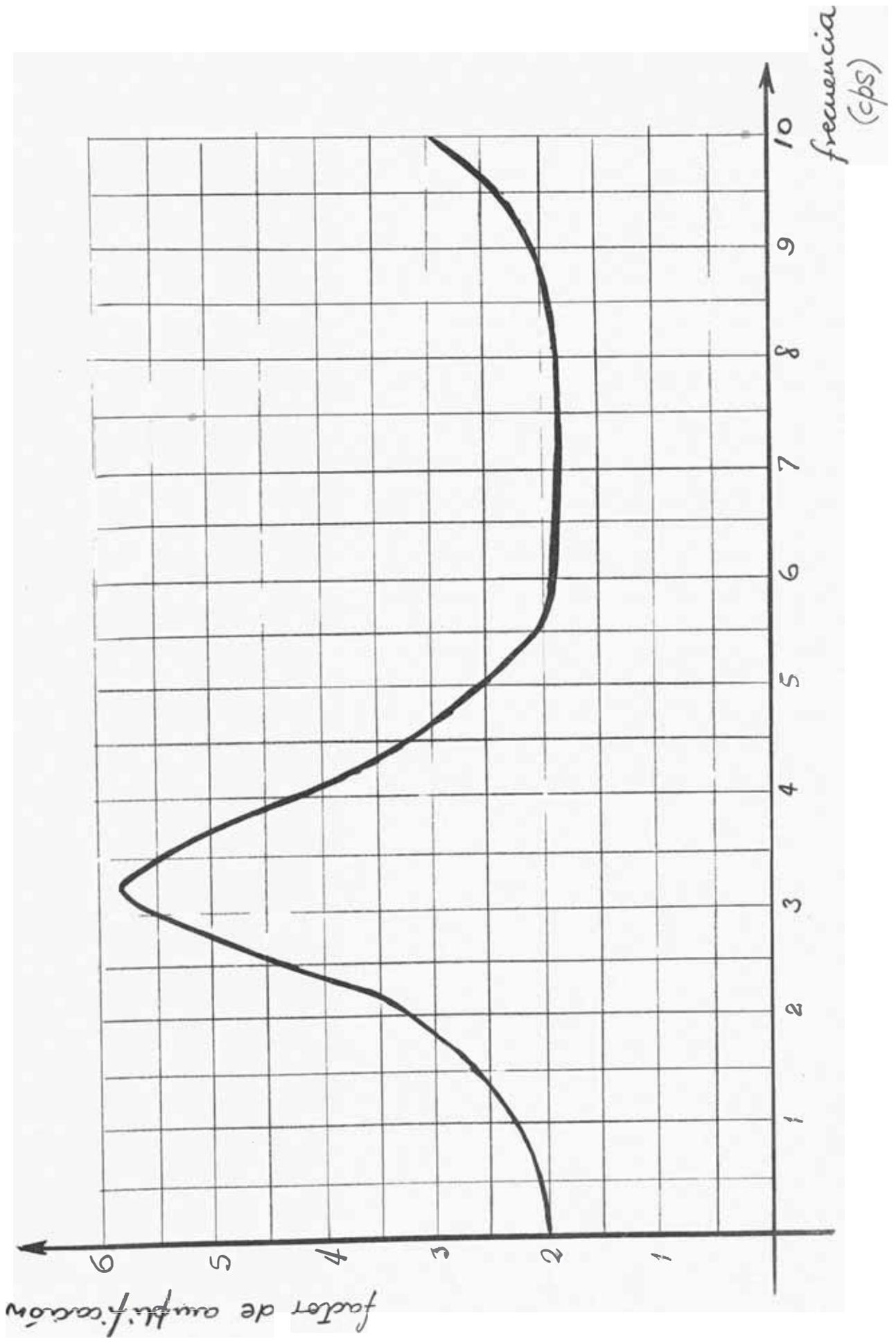
$$A_{21}^* = B_{21}^*$$

$$A_{22}^* = B_{22}^*$$

CONTINUE

$$RES^* = A_{11}^* + \frac{A_{21}^*}{2\pi i R_{NL} V_{NL} (1 + i/2Q_{NL}) S B_j}$$





B I B L I O G R A F I A

- 1.- HALL, RICHART & WOODS, *Vibration of soils and foundations, Prentice Hall, 1970.*
- 2.- HOUSNER & HUDSON, *Mecánica Aplicada, Dinámica, Méjico 1960*
- 3.- IBANEZ *Vibración libre en depósitos sedimentarios, I Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Perú, 1969, (ICNSIA).*
- 4.- KUROIWA, JULIO *Comunicación privada*
- 5.- KULIK, *Fundaciones de los edificios asísmicos, Praga.*
- 6.- KANAI, TAKAHASI & KAWASUMI, *Seismic characteristics of ground, (Memorias I Congreso Mundial de Ingeniería Antisísmica, Berkeley, Calif. 1956)*
- 7.- KOIZUMI, *Some problems of soil structure Interaction, Conferencia dictada en la U.N.I. 1, 969).*
- 8.- KANAI, *On the spectrum of strong motions, Anales de las primeras Jornadas de Ingeniería Antisísmica, Argentina 1, 966.*
- 9.- ROESSET, *A comparison of methods to determine soil amplification, (ICNSIA), Perú 1969.*
- 10.- *Overseas thecnical cooperation Agency, Government of Japan, Report on seismic microzoning of Chimbote área, Perú, 1971.*

- 11.- OKAMOTO  
Capacidad soportante de suelos arenosos y presión lateral de la tierra durante sismos.  
(Memorias I Congreso Mundial de Ingeniería Antisísmica, Berkeley, Calif. 1,956).
- 12.- MATSUSHIMA  
On the characteristics of earthquake motions Building Research Institute,
- 13.- KUROIWA  
La Ingeniería Antisísmica en el Perú.  
(ICNSTI), Perú, 1,965.
- 14.- KUROIWA  
Estudio de las características de los movimientos sísmicos, Cursillo para Profesores de la UNI, 1,969.
- 15 KUROIWA  
Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, 1,970.
- 16.- CARRILLO  
Algunas propiedades elásticas de los suelos de Lima y alrededores, (ICNSIA), Perú, 1,969.
- 17.- GERMAIN  
Programming the IBM 360, Prentice Hall, 1,967.
- 18.- WYLIE  
Advanced Engineering mathematics, Mc Graw Hill, 1,960.

- 19.- IBANEZ *Apuntes sobre el cálculo dinámico de edificios y suelos, Imprenta Universitaria, Chile.*
- 20.- MAGGILOLO *Características del suelo de cimentación de la zona de Lima central, (ICNSIA), Perú, 1,969.*
- 21.- BOLETIN N° 7 *Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú, 1,963.*
- 22.- BOLETIN N° 20 *Id. al anterior.*
- 23.- TOLA *Apuntes del curso de Resistencia de los materiales y Teoría de la Elasticidad, Universidad Nac. de Ingeniería, Perú, 1,966.*
- 24.- DAPPLES *Geología Básica, Omega 1,963.*
- 25.- WHITMAN *Effect of soil conditions upon damage to structures, Caracas earthquake 1967.*